



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : AMENAGEMENTS ET OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**Etude du barrage écrêteur BOUHDID pour la protection de la
ville d'Annaba contre les inondations d'Oued Bouhdid
(W. Annaba)**

Présenté par :

MANCER Nassima

Devant les membres du jury

Nom et prénoms	Grade	Qualité
B. BENLAOUKLI	Professeur	Président
M.D. BENSALAH	M.C.B	Examineur
E. OSMANI	M.A.A	Examineur
A. ZEROUAL	M.C.A	Promoteur

Session Septembre 2023

« Au nom de Dieu le tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux »

Dédicace

Du plus profond de mon cœur, je dédie ce travail en signe d'amour, de respect et de reconnaissance :

A mes chers parents :

Mohamed et Dehbia pour leurs soutien, patience, amour et leurs sacrifices durant mes études et durant ce projet. Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester votre fierté et ne jamais vous décevoir. Que dieu le tout puissant vous préserve, vous accorde santé, bonheur et vous protège de tout mal Incha'Allah.

A mes chers frères et sœur :

Katia, Massi, Rabah et Hacene.

A mon beau-frère et ses enfants

Karim, Khalil et Kamil.

A tous mes amis qui étaient toujours là pour moi.

Merci !

Nassima

Remerciements

*Toute ma gratitude et remerciements à Dieu le tout-puissant et miséricordieux
qui m'a donné la force, la santé, la puissance, le courage
et la volonté de mener à terminer ce modeste travail.*

*Je tiens à présenter en premier temps ma reconnaissance et mes
remerciements particulièrement à mon promoteur Mr. **ZEROUAL Ayoub**
pour sa disponibilité, son aide, ses encouragements, ses conseils
ainsi que sa patience dans l'élaboration de ce travail.*

*J'adresse également mes sincères remerciements et mon profond respect
aux président de jury et ses membres qui me feront l'honneur d'examiner,
d'évaluer et d'apprécier ce travail.*

*Je tiens à remercier du fond du cœur aussi l'ensemble du personnel et
enseignants de l'école Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), qui
ont veillé à ma formation.*

Pour finir je remercie mes chères collègues de la promotion 2023-2024.

ملخص

هذه المذكرة تهدف إلى تصميم ودراسة منشأ هيدروليكي يهدف إلى حماية مدينة عَنَابَة من الفيضانات. يتعلق الأمر بسد وزن لتخفيف السيول مصنوع من الخرسانة المضغوطة بالأسطوانة والموجود على نهر بوحديد. لتحقيق هذا الهدف، تم إجراء دراسة هيدرولوجية مفصلة جداً تلخص الجوانب المورفولوجية والهطولية لحوض التغذية الذي يغذي نهر بوحديد باستخدام برنامج أرك جي أي إس لتحديد معدل التدفق السنوي لفترة عائد 100 عام. بعد ذلك، تم تحديد معدل التدفق المنحني وارتفاع السد باستناد إلى دراسة التنظيم وتصفية السيول. وأخيراً، تم ضمان دراسة استقرار السد من خلال حساب يدوي بناءً على التوازن الثابت وحساب رقمي يستند إلى نمذجة العناصر المحددة باستخدام برنامج بلاكسيس كلمات مفتاحية : سد وزن، مخفف السيول، أرك جي أي إس، تدفق منحني، توازن ثابت، نمذجة رقمية، بلاكسيس

Résumé

Ce mémoire a pour but de dimensionner et étudier un ouvrage hydraulique dont le rôle est de protéger la ville d'ANNABA contre les inondations, il s'agit d'un barrage poids écrêteur de crues en BCR (Béton Compacté au Rouleau) situé sur l'oued de BOUHDID. Pour ce faire une étude hydrologique très détaillée a été établie résumant les aspects morphologiques et pluviométriques du bassin versant alimentant l'Oued Bouhdid obtenu à l'aide du logiciel ArcGis afin de déterminer le débit fréquentiel de période de retour 100ans. Par la suite le débit laminé et la hauteur du barrage ont été déterminés s'appuyant sur l'étude de régularisation et de laminage des crues. Et enfin, l'étude de stabilité du barrage a été assurée par un calcul manuel en équilibre statique et un calcul numérique basé sur la modélisation en élément finis en utilisant le logiciel Plaxis 2D.

Mots clés : barrage poids, écrêteur, ArcGis, débit laminé, équilibre statique, modélisation numérique, Plaxis 2D.

Abstract

This thesis aims to size and study a hydraulic structure whose purpose is to protect the city of ANNABA from floods. It is a flood control gravity dam made of Roller-Compacted Concrete (RCC) located on the Bouhdid river. To accomplish this, a highly detailed hydrological study was conducted, summarizing the morphological and rainfall aspects of the watershed feeding the Bouhdid River, obtained using ArcGIS software to determine the 100-year return period flow. Subsequently, the laminar flow rate and dam height were determined based on the flood regulation and control study. Finally, the dam's stability study was ensured through manual static equilibrium calculations and numerical analysis based on finite element modeling using Plaxis 2D software.

Keywords : gravity dam, flood control, ArcGIS, laminar flow, static equilibrium, numerical modeling, Plaxis 2D.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre I : Recherche bibliographique sur les inondations et les barrages	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Définitions	3
I.2.1 Les inondations.....	3
I.2.2 La crue	3
I.3 Les inondations en Algérie	4
I.3.1 Types d'inondations.....	5
I.3.2 Historique des inondations à la wilaya de Annaba	7
I.3.3 Le risque d'inondation.....	8
I.4 Généralités sur les barrages	8
I.4.1 Définition.....	8
I.4.2 Barrages écrêteurs.....	9
I.5 Différents types de barrage	10
I.5.1 Barrages rigides	11
Introduction	11
I.5.2 Avantages et particularités des différents types de barrages	21
I.6 Conclusion	23
Chapitre II : Présentation de la zone d'étude et du projet	
II.1 Introduction.....	26
II.2 Présentation du projet	26
II.2.1 Présentation du site du projet	26
II.3 Conception générale du projet	28
II.3.1 Géologie du site du barrage.....	28
II.3.2 Sismicité de la région d'étude	31
II.3.3 Hydrologie du site du barrage	31
II.3.4 Justification du type d'ouvrage adopté.....	35
II.4 Conclusion	37

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.1	Introduction.....	40
III.2	Bassin Versant :	40
III.2.1	Etude Géomorphologique.....	40
III.2.2	Etude du relief	43
III.3	Etude du réseau hydrographique.....	50
III.3.1	Hiérarchisation du réseau	50
III.3.2	Paramètres hydrographiques.....	51
III.4	Etudes des crues.....	55
III.4.1	Analyse fréquentielle des crues maximales annuelles avec la station hydrométrique MIREBECK.....	55
III.4.2	Détermination des débits maximum fréquents par la méthode de GRADEX	63
III.4.3	Hydrogramme de crue	67
III.4.4	Choix de la crue du projet	69
III.5	Synthèse :	70

Chapitre IV: Etude de régularisation et de laminage des crues

IV.1	Introduction.....	73
IV.2	Evaluation des apports liquides	73
IV.3	Caractéristiques de l'écoulement	73
IV.3.1	Module de l'écoulement	73
IV.3.2	Module de l'écoulement relatif	74
IV.3.3	Lame d'eau annuelle ruisselée.....	74
IV.3.4	Apport solide dans la retenue	74
IV.4	Estimation du volume mort.....	75
IV.5	Gestion des sédiments par une plage de déposition.....	75
IV.6	Etude de régularisation	77
IV.7	Courbe hauteur surface volume	77
IV.8	Laminage des crues.....	80
IV.8.1	La méthode de Muskingum	80
IV.8.2	La revanche.....	87
IV.8.3	La hauteur du barrage	87
IV.9	Synthèse	88

Chapitre V: Etude de stabilité du barrage Bouhdid

V.1	Introduction.....	91
V.2	Hypothèses de calcul	92
V.2.1	Caractéristiques géométriques.....	92
V.2.2	Caractéristiques des matériaux.....	92
V.3	Actions à considérer.....	93
V.3.1	Poids propre du barrage.....	93
V.3.2	Poussée des sédiments.....	94
V.3.3	Sous-pressions.....	94
V.4	Situations du projet considérées.....	95
V.4.1	Situation durable d'exploitation.....	96
V.4.2	Situation transitoire.....	96
V.4.3	Combinaisons d'actions.....	96
V.5	Equilibre statique.....	97
V.5.1	Coupe type de calcul.....	97
V.6	Détermination des forces agissantes sur le barrage.....	99
V.6.1	G ₀ (Poids propre).....	99
V.6.2	G ₁ (Poussée des sédiments).....	99
V.6.3	Q ₁ (poussées hydrostatique).....	100
V.6.4	Q ₁ -rare (poussées hydrostatique PHE).....	100
V.6.5	Q ₂ (sous-pression).....	100
V.6.6	Q ₂ -rare (sous-pression PHE).....	101
V.6.7	Bilan des efforts.....	101
V.7	Stabilité au renversement.....	102
V.7.1	Vérification de la stabilité au renversement (Combinaison durable d'exploitation)	102
V.7.2	Vérification de la stabilité au renversement (Combinaison rare).....	103
V.8	Stabilité au glissement.....	103
V.8.1	Vérification de la stabilité au glissement (Combinaison durable d'exploitation)	103
V.8.2	Vérification de la stabilité au glissement (Combinaison rare).....	104
V.9	Modélisation par éléments finis (calcul numérique).....	105

V.9.1	Logiciel PLAXIS 2D	105
V.10	Modèle de calcul (maillage en élément finis)	106
V.11	Conditions aux limites	107
V.12	Phases des calculs.....	107
V.13	Résultats de calcul.....	108
V.13.1	Etat de contraintes initiales.....	108
V.13.2	Fin de construction	110
V.13.3	Calcul d'écoulement en régime permanent NNR.....	111
V.13.4	Modélisation du barrage sous chargement (NNR)	115
V.13.5	Modélisation du barrage sous chargement (PHE)	117
V.14	Synthèse	120
	Conclusion générale.....	122

Liste des figures :

Chapitre I : Recherche bibliographique sur les inondations et les barrages

Figure I.1: Crue simple et crue complexe (http://gr-ea.weebly.com).....	4
Figure I.2 : Eléments descriptif d'une crue (http://gr-ea.weebly.com).....	4
Figure I.3 : Phénomène de remontée de nappe en zone alluviale (MEDD/DPPR).....	5
Figure I.4 : Inondations par ruissellement (Eaufrance.fr)	6
Figure I.5: Inondations par crues torrentielles (Eaufrance.fr)	6
Figure I.6 : inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle (Eaufrance.fr)	7
Figure I.7 : Barrage écrêteur (https://www.le-pays.fr).....	9
Figure I.8 : Schéma illustrant avant d'aménager un barrage écrêteur et son fonctionnement dans plusieurs cas (SMAGGA).....	10
Figure I.9 : Barrage écrêteur (e-learning université de Mila).....	10
Figure I.10 : Barrage poids. (Ressources.unit.eu)	12
Figure I.11 : Barrage voûte à simple courbure (staff.univ-batna2.dz).....	13
Figure I.12 : Barrage voûte à double courbure (staff.univ-batna2.dz).....	14
Figure I.13 : Barrages –voutes à double courbure : Angle et ouverture des arcs (staff.univ-batna2.dz)	14
Figure I.14 : Barrage à contreforts : profil-type et section horizontale (Livre les barrages Anton J.Schleiss et Henri Pougatch).	15
Figure I.15 : Barrage à contreforts : différentes formes de la tête des contreforts : (a) à tête ronde ; (b) à tête en forme de marteau ; (c) à tête en forme de T ; (d) à dalles planes. (Livre les barrages Anton J.Schleiss et Henri Pougatch).	16
Figure I.16 : Barrage à contreforts de Lucendo (TI) H=73m (Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne)	16
Figure I.17 : Barrages voûtes multiples : profil-type et section horizontale (Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne).....	17
Figure I.18 : Exemples de barrage à voûtes multiples : vue amont du barrage d'Oberems en vue aval du barrage des Marécottes (photo H. Pougatsch).....	17
Figure I.19 : Barrage à contrefort au Québec (https://barrage-tpe.jimdofree.com).....	18
Figure I.20 : Barrages mobiles	18
Figure I.21 : Barrage poids compacté au rouleau de Rialp en Espagne, hauteur101m, année de mise en service 1999 (photo A.Schleiss) (Livre les barrages, Anton J.Schleiss et Henri Pougatsh)	19
Figure I.22 : Exemple de barrage en BCR (Rialp en Espagne, photos A.Schleiss)	20

Figure I.23 : Eléments principaux d'un barrage en BCR.....	21
---	----

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude et du projet

Figure II.1 : Localisation du Barrage de Bouhdid.....	27
Figure II.2 : Situation des sites envisagés.....	28
Figure II.3 : Carte géologique simplifiée du massif de l'Edough.....	28
Figure II.4 : Exemples des classes d'altération AFTES AM1 à AM5 dans les sondages.....	29
Figure II.5 : Définition des classes d'altération du rocher.....	29
Figure II.6 : Esquisse du massif de l'Edough.....	30
Figure II.7 : Bassin Versant de l'Oued Bouhdid.....	32
Figure II.8 : Vue satellitaire de la localisation du bassin versant de l'Oued Bouhdid.....	32
Figure II.9 : Répartition mensuelle des précipitations.....	33
Figure II.10 : Répartition des températures mensuelles de l'année 2022 et 2023.....	34
Figure II.11 : Evolution des températures durant l'année	34

Chapitre III : Etude Hydrologique

Figure III.1 : Carte hypsométrique de l'Oued Bouhdid.....	43
Figure III.2 : Courbe hypsométrique de l'Oued Bouhdid.....	44
Figure III.3 : Carte du réseau hydrographique de l'Oued Bouhdid.....	50
Figure III.4 : Graphe d'ajustement à la loi de Gumbel.....	58
Figure III.5 : Graphe d'ajustement à la loi de Gulton.....	60
Figure III.6 : Graphe représentant l'ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits.....	65
Figure III.7 : Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de la station de Pont Bouchet.....	65
Figure III.8 : Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits.....	67
Figure III.9 : Hydrogramme de crue de la zone d'études pour différentes périodes de retour par la méthode de Solovsky.....	69
Figure III.10 : Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 100ans.....	70

Chapitre IV: Etude de régularisation et de laminage des crues

Figure IV.1 : Répartition de l'apport moyen du site.....	73
Figure IV.2 : Répartition des apports solides et des dépôts entre la plage de dépôt et le lac d'agrément par rapport aux apports amont	76

Figure IV.3 : Courbe capacité- hauteur.....	79
Figure IV.4 : Courbes des surfaces en fonction des volumes.....	79
Figure IV.5 : Courbe surface-hauteur	79
Figure IV.6 : Courbe caractéristique du barrage de Bouhdid	84
Figure IV.7 : Hydrogramme de crue entrant et sortant.....	86

Chapitre V : Etude de stabilité du barrage Bouhdid

Figure V.1 : Coupe en travers caractéristique.	91
Figure V.2 : Diagramme des sous-pressions et coefficient de rabattement.	95
Figure V.3 : Coupe type utilisée dans les calculs en équilibre statique.	97
Figure V.4 : Forces agissantes sur le barrage [Combinaison durable d'exploitation].	98
Figure V.5 : Forces agissantes sur le barrage [Combinaison rare].....	99
Figure V.6 : logo du logiciel de modélisation par éléments finis utilisé.....	105
Figure V.7 : interface principale du logiciel PLAXIS 2D.....	106
Figure V.8 : modèle de calcul en éléments finis.	106
Figure V.9 : maillage en éléments finis.....	107
Figure V.10 : conditions aux limites.	107
Figure V.11 : Etat initiale (Contraintes totales σ_{yy}).	109
Figure V.12 : Etat initiale (Contraintes effectives σ'_{yy})......	109
Figure V.13 : Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 100ans.....	110
Figure V.14 : Fin de construction (déformation du maillage suivant un déplacement vertical dirigé vers le bas).....	110
Figure V.15 : Fin de construction (Tassement de la semelle du barrage).	111
Figure V.16 : Charge hydraulique (Cas N°1).....	112
Figure V.17 : Charge hydraulique (Cas N°2).....	112
Figure V.18 : Réseau d'écoulement (Cas N°1 avec une vitesse d'écoulement de 0.67×10^{-6} m/j).	113
Figure V.19 : Réseau d'écoulement (Cas N°2 avec une vitesse d'écoulement de 0.63×10^{-9} m/j).	113
Figure V.20 : Champ des gradient hydraulique (Cas N°1 avec un gradient hydraulique de 0.6506).....	114
Figure V.21 : Champ des gradient hydraulique (Cas N°2 avec un gradient hydraulique de 1.188).....	114

Figure V.22 : Diagramme de sous-pressions (Cas N°1, résultante des sous-pressions F=2989kN).	115
Figure V.23 : Diagramme de sous-pressions (Cas N°2, F=2969kN).	115
Figure V.24 : Déformation du maillage (Cas N°1, déplacement largement faible vers le coté aval de 0.162mm).	116
Figure V.25 : Déformation du maillage (Cas N°2, barrage légèrement basculé vers le coté aval avec un déplacement de 0.162mm).	116
Figure V.26 : Charges hydrauliques (PHE).....	117
Figure V.27 : Pressions interstitielles (PHE).....	117
Figure V.28 : Déformation du maillage (PHE, basculement du barrage vers le coté aval)...	118
Figure V.29 : Déplacement total (PHE, de 0.947mm).	118
Figure V.30 : Courbe de déplacement calculés au niveau de la crête du barrage (PHE).....	119
Figure V.31 : Diagramme des sous-pression (PHE, force équivalente de 3665kN).....	119

Liste des tableaux

Chapitre II : Présentation du projet et de la zone d'étude

Tableau II.1 : Comparaison sommaire des variantes	37
---	----

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.1: Tableau récapitulatif des paramètres hydromorphométriques du bassin versant de l'oued Bouhdid.	42
Tableau III.2: Paramètres hypsométriques du bassin versant d'Oued Bouhdid	44
Tableau III.3: Caractéristiques altimétriques du bassin versant	45
Tableau III.4: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global.....	47
Tableau III.5: Pente moyenne du bassin versant de l'Oued Bouhdid.....	48
Tableau III.6 : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M.....	49
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats de l'étude du relief du bassin versant de l'Oued Bouhdid	49
Tableau III.8: Le temps de concentration	53
Tableau III.9: Paramètres hydrographiques de l'Oued Bouhdid.	54
Tableau III.10 : Récapitulatif des résultats de l'étude hydrologique de l'Oued Bouhdid.....	54
Tableau III.11 : Caractéristiques de la station hydrométrique « MIREBECK »	56
Tableau III.12 : Série des débits maximaux annuels prise par la station 140601	56
Tableau III.13: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	58
Tableau III.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon...	58
Tableau III.15 : Résultats d'ajustement à la loi Log Normale.	60
Tableau III.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi Log Normale et de l'échantillon	61
Tableau III.17 : Résultats du test de khi carré obtenus par HYFRAN.	62
Tableau III.18 : Résultats de l'ajustement pour différentes périodes de retours.	67
Tableau III.19 : Valeur du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	68
Tableau III.20 : Valeurs des débits de crue en fonction du temps	68
Tableau III.21 : Crues de projet recommandées	69

Chapitre IV: Etude de régularisation et de laminage des crues

Tableau IV.1 : Les apports liquides.	73
---	----

Tableau IV.2 : les données topographiques et le volume nécessaires pour le tracé des courbes capacité, surface et hauteur.....	78
Tableau IV.3 : Tracé de la courbe caractéristique du barrage pour $b=25m$	84
Tableau IV.4 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour $b=25m$	84
Tableau IV.5 : Caractéristiques de la retenue.	86

Chapitre V : Etude de stabilité du barrage Bouhdid

Tableau V.1 : Détermination des paramètres de cisaillement du rocher de la fondation selon la classification Hoek-Brown. (Annexe D).....	93
Tableau V.2 : Paramètres de calcul.....	93
Tableau V.3 : Valeurs guides issues de la littérature professionnel pour le coefficient de rabattement.	95
Tableau V.4 : Combinaisons d'action selon CFBR.	96
Tableau V.5 : bilans des forces agissantes sur le barrage.	101
Tableau V.6 : Phases de calcul en éléments finis.....	108

Liste des symboles :

R_c [Mpa]	Résistance à la compression
GSI	Geological strength index
m_i	Paramètre du critère de rupture Hoek-Brown à l'échelle de l'échantillon
m_b	Paramètre du critère de rupture Hoek-Brown à l'échelle du massif rocheux
a	Paramètre du critère de Hoek-Brown
s	Paramètre du critère de Hoek-Brown
C [kPa]	Cohésion
φ [°]	Angle de frottement
E[kN/m ²]	Module de Young
γ_{sat} [kN/m ³]	Poids volumique saturé
ν	Coefficient de poisson
k_x [m/j]	Perméabilité horizontale
k_y [m/j]	Perméabilité verticale
$\gamma_{sédiment}$ [kN/m ³]	Poids volumique des sédiments
K_{indice}	Coefficient de poussée des sédiments
λ	Coefficient de rabattement
F_s	Facteur de sécurité
f_{cs}	Résistance à la compression max
f_{ts}	Résistance à la traction max

Introduction Générale

Introduction générale

Les inondations sont les phénomènes naturels les plus courants affectant aujourd'hui presque toutes les régions du monde (Kvočka et al., 2018). Elles sont considérées parmi les catastrophes naturelles les plus coûteuses en termes d'impacts humains et matériels (Fu et al., 2014). La gravité et la fréquence des inondations, au cours des trois dernières décennies, ont considérablement augmenté dans de nombreux pays méditerranéens (Tsakiris et al., 2009). Dans ces régions, les inondations se produisent le plus souvent à la suite de pluies abondantes, courtes et localisées sur de petits bassins versants produisant une augmentation rapide du niveau de l'eau dans la rivière (Moramarco et al., 2005).

L'Algérie, l'un des pays du sud de la Méditerranée, est caractérisée par un climat semi-aride à aride sur la majeure partie de son territoire (Zeroual et al. 2019). La région a été témoin de nombreuses inondations destructrices rapides et éclair au cours des 50 dernières années, les plus destructrices se produisant dans la zone nord (Llasat et al. 2010). De même, la ville de Annaba, wilaya de Annaba, a connue plusieurs inondations qui se manifestent de façon catastrophiques, constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économique et stratégique important, leur rupture est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel. En conséquence il est nécessaire d'étudier de manière précise le comportement statique des barrages en vue de l'évaluation de leur performance et de leur sécurité. Pour notre cas d'étude le barrage étudié situé sur l'Oued Bouhdid est un barrage poids en béton compacté au rouleau.

Les barrages construits en Béton Compacté au Rouleau (BCR) sont généralement de type barrage-poids. Leur mode de fonctionnement demeure similaire à celui des barrages-poids en Béton Conventionnel Vibré (BCV), où l'équilibre est maintenu par le poids de la structure, quelle que soit la combinaison de charges considérée. En raison de la rigidité du béton utilisé, il est impératif de construire ce type d'ouvrage sur des fondations rocheuses de qualité, telles que le gneiss, afin de prévenir d'importantes déformations dans le corps du barrage dues à des tassements, et pour garantir que la résistance au cisaillement du substrat rocheux soit adéquate.

A l'instar de tous les barrages existants qui ont pour vocation l'alimentation en eau potable d'une région ou son irrigation, il existe également le barrages écrêteur qui est une des solutions adoptées pour lutter contre ces phénomènes naturels afin de protéger n'importe quelles villes, ce dernier est l'une des solutions les plus récentes et qui devient de plus en plus fréquentes.

Dans cette perspective, le but de notre travail est d'étudier l'hydrologie, la régularisation, le laminage des crues, et la stabilité du barrage écrêteur de l'Oued Bouhdid.

Pour atteindre l'objectif visé et mener à bien notre travail une méthodologie de travail est suivi qui se subdivise en cinq chapitres. Le premier chapitre décrit dans un premier temps les

différentes définitions et types d'inondations, crues et barrages en béton ainsi que leurs avantages. Le second dresse une nomenclature des caractéristiques géographique, géologique, hydrologique, climatique, de la région d'étude en se basant sur les données recueillies dans les établissements concernés et présente également le projet d'étude. Le troisième chapitre a pour objectif de présenter d'abord, les caractéristiques physiologiques et géomorphologiques du bassin versant en question à l'aide du logiciel Arc Gis, dans le deuxième volet, on entamera une étude hydrologique qui sert à prévoir les débits des crues d'Oued Bouhdid correspondants aux différentes périodes de retours. Cette étude est basée sur une analyse statistique fréquentielle de la série des débits disponibles en utilisant le logiciel HYFRAN. Le quatrième chapitre englobe l'étude de régularisation et du laminage des crues qui consiste à déterminer le volume utile du barrage, le débit maximum déversé pour une période de retour de 100ans, côtes caractéristiques et la hauteur du barrage, en utilisant les résultats issus de l'étude hydrologique. Et enfin dans le dernier et cinquième chapitre l'étude de stabilité sera étudiée suivant deux étapes de calcul, un calcul manuel basé sur l'équilibre statique et un calcul numérique fondé sur la discrétisation du barrage en un maillage en éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D, où les contraintes et les déplacements sont évalués en chaque nœud du maillage.

Chapitre I

Recherche bibliographique sur les inondations et les barrages

I.1 Introduction

Événement récurrents partout dans le monde, les inondations constituent le risque naturel majeur le plus répandu sur le globe. L'Algérie est l'un des pays les plus confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. Cependant pour faire face aux risques d'inondations les barrages écrêteurs sont l'une des solutions les plus adaptées. Ce chapitre est consacré essentiellement aux différentes définitions concernant les inondations et les barrages en général, particulièrement les barrages en béton.

I.2 Définitions

I.2.1 Les inondations

L'inondation fluviale est un phénomène naturel correspondant « au débordement des eaux hors du lit mineur à la suite d'une crue » (MEDD, 2004) dans le lit majeur du cours d'eau ; le niveau d'eau et le débit d'écoulement du cours d'eau dépassant la normale. C'est « un phénomène de submersion temporaire, naturelle ou artificielle, d'un espace terrestre » (Scarwell et Laganier, 2004). Elle peut s'étendre sur de vastes espaces géographiques, et cyclique, résultant de l'alternance des hautes et basses eaux d'une rivière. Elle est issue de nombreux facteurs dont le plus répandu dans le monde est les crues.

I.2.2 La crue

La crue est un phénomène naturel et saisonnier qui correspond à une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau qui ne provoque pas de perturbations majeures lorsque son ampleur est modérée, résultant d'un événement météorologique comme de fortes pluies ou la fonte des neiges. Autrement dit la crue qualifie un gonflement brusque de l'hydrogramme dû à l'augmentation du débit d'une rivière, d'un oued ou de l'onde de tout cours d'eau. Elle est caractérisée par quatre paramètres :

- Le débit ;
- La hauteur d'eau ;
- La vitesse d'écoulement ;
- La durée.

En fonction de l'importance des débits, une crue peut être contenue dans le lit mineur du cours d'eau, ou déborder dans son lit moyen ou majeur. Par ailleurs, les caractéristiques des précipitations (extension, intensité, durée) et des bassins versants peuvent donner lieu, selon les cas, à trois types de crues caractérisées en fonction du mode de propagation de l'onde de crue :

- Les crues simples (pluies intenses de courte durée affectant généralement l'ensemble du bassin) ;
- Les crues multiples (précipitations se succédant à un intervalle de temps inférieur au temps de réponse le plus long du bassin, ou pluies de longue durée) ;

- Les crues complexes, juxtaposant les deux types de crues précédents.

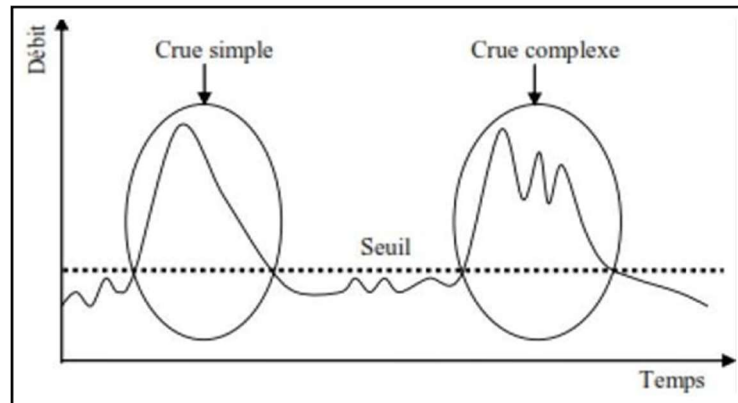


Figure I.1 : Crue simple et crue complexe (<http://gr-ea.weebly.com>)

I.2.2.1 Eléments descriptifs d'une crue

Une crue est décrite par quatre éléments, qui sont :

- Temps de concentration : durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.
- Pointe de crue : puissance de la crue et durée de la période critique.
- Courbe de tarissement : retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.
- Fréquence de retour : une crue centennale a, chaque année, une chance sur cent (1/100) de se produire.

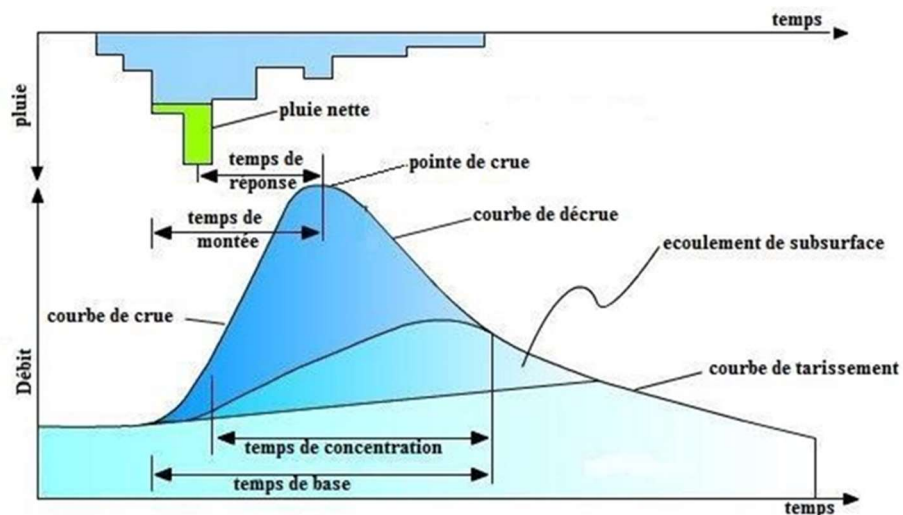


Figure I.2 : Eléments descriptifs d'une crue (<http://gr-ea.weebly.com>)

I.3 Les inondations en Algérie

Comme la plupart des pays du monde, l'Algérie est l'un des pays les plus confrontés aux risques de crues et d'inondations qui se manifestent d'une façon dévastatrice, contraignant fortement

l'activité humaine et entravant le développement économique et social. Néanmoins plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles et leurs effets sont souvent exacerbés par d'autres facteurs qui aggravent l'impact des inondations. Ces événements dramatiques causent souvent des dommages humains et matériels, cependant ils ne sont pas toujours dus à des conditions météorologiques exceptionnelles et surviennent dans de nombreuses régions après des épisodes pluviaux saisonniers et n'ayant rien d'exceptionnel. L'inventaire des inondations catastrophiques à travers le pays établi pour les 30 dernières années montre qu'il n'existe pas de régions prémunies contre ce risque et que ces événements sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace. Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont réparties en plusieurs type.

I.3.1 Types d'inondations

On peut distinguer plusieurs types d'inondations, celles provoquées par des crues à cinématique lente (inondations de plaine, remontée de nappe) et celles générées par des crues à cinématique rapide (crues torrentielles, ruissellement). (Ledoux. B, 2006).

I.3.1.1 Les inondations par débordement direct (débordement des plaines)

Les inondations de plaines sont causées par une série pluviale océanique abondante et prolongée d'une intensité modérée. Le sol absorbant ces pluies est caractérisé par une faible capacité de ruissellement (lent à déclencher) sur des bassins versants moyens à grands (supérieur à $500km^2$). Par accumulation d'eau, dépassant sa capacité, le cours d'eau déborde, l'écoulement sort du lit mineur pour occuper les terres adjacentes.

I.3.1.2 Les inondations par remontée des nappes phréatiques

Il s'agit des inondations par débordement indirect qui se manifestent par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou par l'intrusion d'eau divers réseaux d'assainissement. (Merabet. A, 2006). Les désordres associés à ce type d'inondations provoquent un désordre sous les bâtisses, l'ennoyage des ouvrages souterrains, tassements de remblai, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux publics, des pressions sous les constructions. (Boubchir.A 2007).



Figure I.3 : Phénomène de remontée de nappe en zone alluviale (MEDD/DPPR)

I.3.1.3 Les inondations par accumulation d'eau ruisselée

Ce type d'inondations est souvent entraîné par des pluies exceptionnelles ou d'orages violents s'abattant sur un sol de capacité d'infiltration et de drainage insuffisantes. Cette insuffisance est due essentiellement à deux facteurs :

- L'intensité des pluies est supérieure à l'infiltrabilité du sol ;
- Le ruissellement se fait sur un sol déjà saturé par une nappe.

Il s'agit de phénomènes très locaux, intéressant les petits bassins versants. (Ledoux, 2006). Malheureusement, l'intervention humaine est parfois source d'aggravation de ce phénomène. (Merabet, 2006).

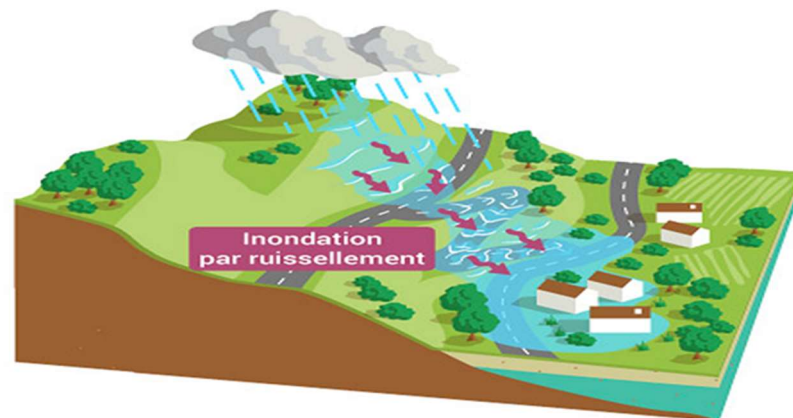


Figure I.4 : Inondations par ruissellement (Eaufrance.fr)

I.3.1.4 Les inondations par crue torrentielle

Elles sont engendrées par des crues torrentielles (crues éclairées), elles affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de km² et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant en automne et en été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de leur soudaineté et leur rapidité

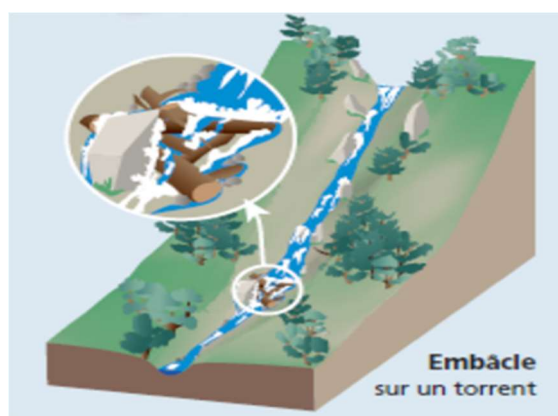


Figure I.5 : Inondations par crues torrentielles (Eaufrance.fr)

I.3.1.5 Les inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle

L'inondation causée par la destruction d'un ouvrage est un phénomène brutal et extrêmement dangereux. En effet, cette rupture provoque la libération d'une énorme quantité d'eau munie d'une force dévastatrice gigantesque détruisant tout sur son passage. Les statistiques des dégâts matériels et humains engendrés sont inestimables. La rupture d'un ouvrage est très difficile à prévoir par conséquent la prévention de la calamité est encore plus difficile.

Lorsque la crue est suffisamment importante, elle remplit puis fait déborder la retenue. L'ouvrage n'atténue donc plus les débits. Le cours d'eau inonde alors sa plaine alluviale comme s'il n'y avait pas d'aménagement. (Boubchir, 2007 ; Ledoux, 2006 ; SPPPI, 2004). Les végétaux, arbres et arbustes, arrachés aux berges puis entraînés par le courant viennent parfois se coincer et boucher les ponts. Il en résulte une inondation aggravée en amont. La rupture de l'embâcle peut provoquer une vague qui augmente le risque d'inondation à l'aval.

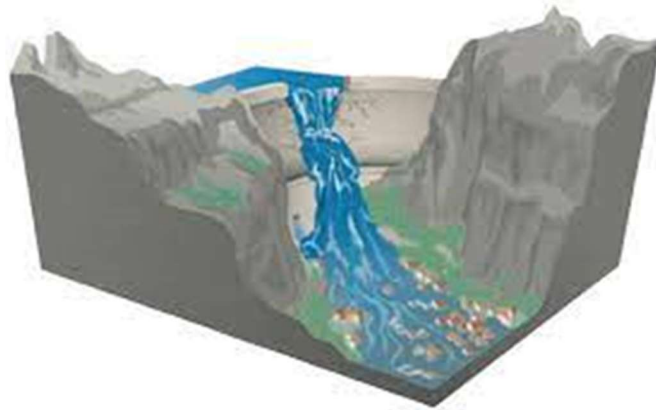


Figure I.6 : inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle (Eaufrance.fr)

I.3.1.6 Les inondations par submersion marine

Une submersion marine est une inondation temporaire des régions côtières par des eaux salées provenant de la mer avoisinante. Elle est due à des événements météorologiques ou océanographiques de dimensions inhabituelles, tels que : la marée haute de vives eaux exceptionnelles, phénomène de la surcote et l'élévation du niveau de la mer suite à une fonte importante des glaciers.

I.3.2 Historique des inondations à la wilaya de Annaba

Annaba est l'une des wilayas les plus touchées par le risque d'inondations en Algérie, dans ce qui suit on présente un bref aperçu de quelques inondations survenues à Annaba

- Du 27 au 29 Mars 1973

Pluies exceptionnelles généralisées à l'Est algérien (pluie journalière de 166.2 mm enregistrée à Annaba) provoquant des inondations catastrophiques dans plusieurs wilayas de l'est du pays.

- 11 Novembre 1982 :

Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba aux Monts de L'Edough sur quelques Kilomètres seulement (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraidi) et intenses (35 mm en l'espace de 40 minutes) à Seraidi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.

➤ 29 Décembre 1984 au 01 Janvier 1985 :

Pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 04 jours et 195 mm en 01 journée) généralisées sur toute la région de l'Est Algérien provoquant des inondations très catastrophiques dans les wilayas de : Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El Tarf.

➤ 04 Avril 1996 :

Inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba qui ont engendrées 05 morts et 10 blessés.

➤ 27 Janvier 2019 :

Les pluies diluviennes, qui se sont abattues dans la wilaya d'Annaba, ont inondé plusieurs quartiers, notamment ceux de Sidi Amar et de la zone industrielle d'El Hajdar où le niveau d'eau a atteint par endroit jusqu'à 2 mètres. Les intempéries ont engendré la mort de trois personnes.

I.3.3 Le risque d'inondation

Les inondations constituent un risque majeur sur le territoire national. En effet Le risque d'inondation peut être défini comme la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités.

Pour assurer une protection contre les inondations plusieurs procédés sont possible tel que : le rééquilibrage du cours d'eau, la correction torrentielle, les digues de protection contre les inondations, le canal de dérivation, les épis, les banquettes, le barrage écrêteur, etc. Dans notre cas la solution était de s'orienter vers un barrage écrêteur.

I.4 Généralités sur les barrages

I.4.1 Définition

Les barrages sont par définition des ouvrages hydrotechniques qui barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche (Schleiss et Pougatsch, 2011). De manière générale et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de fortes crues. (ANTON J et al ,2011).

Est considéré comme grand barrage tout ouvrage d'une hauteur d'au moins 15mètres et dont la retenue d'eau est supérieure à 3millions de m³ (ANCTIL, 2008).

Le rôle d'un barrage est de retenir temporairement l'eau, soit pour créer une chute et donc permettre le captage d'une énergie (barrage hydroélectrique), soit pour permettre une

dérivation, soit pour créer une réserve d'eau disponible en de besoin (irrigation ou soutien d'étiage), soit encore pour écrêter les crues. Le plus souvent, le barrage doit remplir plusieurs de ses fonctions, en partie antagonistes. (Livre hydrologie continentale ; Armand Colin).

La vocation de ces ouvrages est de créer des réserves d'eau superficielles (retenues), en obturant localement le cours de vallons jusqu'à une cote adaptée (barrages) Les barrages ont deux rôles principaux. D'une part stocker les apports d'eau afin de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations :

- Approvisionnement en eau potable et industrielle ;
- Irrigation ;
- Génération de l'électricité ;
- Développement touristique et de loisirs ;
- Régularisation en vue de la navigation ;
- Recharge des nappes phréatiques ;

D'autre part, ils assurent une protection contre les effets destructeurs de l'eau :

- Rétention des sédiments charriés ;
- Protection contre les avalanches ;
- Rétentions des glaces en pays nordiques ;
- Fonction d'écrêtement comme dans notre cas du barrage Bouhdid

I.4.2 Barrages écrêteurs

Les barrages écrêteurs sont par définition des ouvrages hydrotechniques implantés en travers d'un thalweg (fig.I.7) et ont pour objet de stocker temporairement un certain volume dans le lit du cours d'eau à l'amont pour protéger l'aval, de façon à diminuer le débit de pointe de la crue aval. Ils sont souvent l'un des éléments d'une stratégie de ralentissement dynamique des crues à l'échelle d'un bassin versant entre amont/aval et secteurs urbains/ruraux selon le schéma suivant :



Figure I.7 : Barrage écrêteur (<https://www.le-pays.fr>)

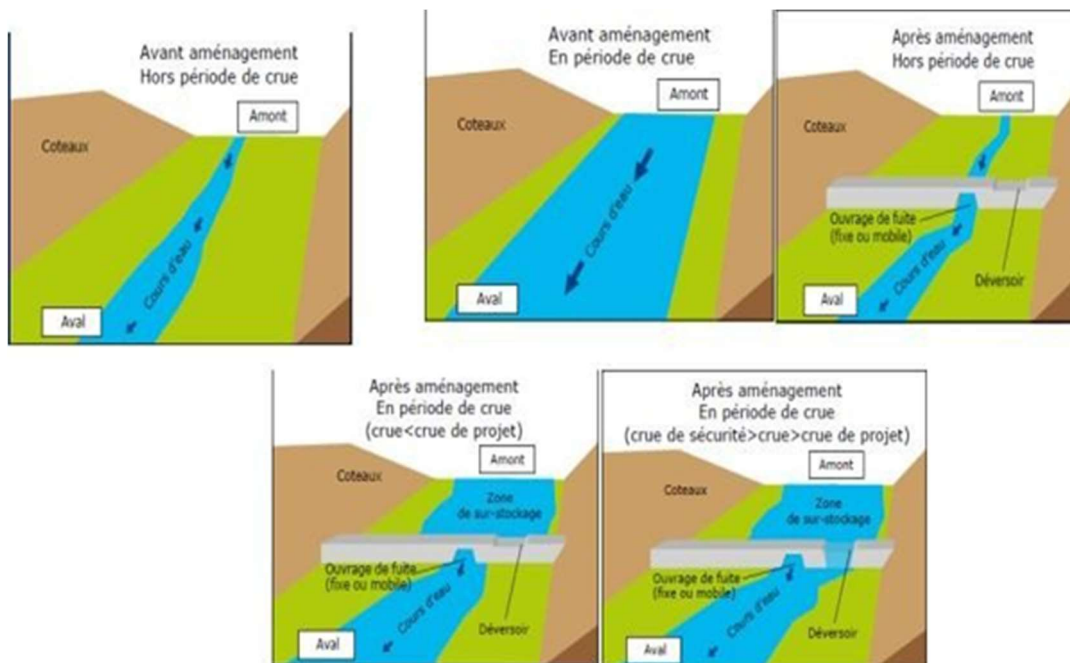


Figure I.8 : Schéma illustrant avant d'aménager un barrage écrêteur et son fonctionnement dans plusieurs cas (SMAGGA)

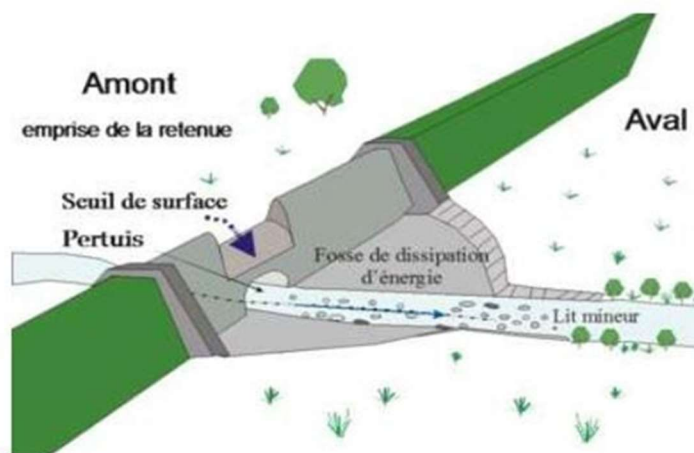


Figure I.9 : Barrage écrêteur (e-learning université de Mila).

I.5 Différents types de barrage

Il existe une multitude de types de barrages qui peuvent être classés en différentes catégories selon le type de matériau de construction utilisé et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau on distingue :

- Les barrages en béton : (barrage rigide)
 - Barrage-poids (gravité) ;
 - Barrage-voûte ;
 - Barrage à contreforts ;

- Barrage en béton compacté au rouleau (BCR).

➤ Les barrages en remblai : (souple)

Assurant une fonction statique qui consiste à transmettre à la fondation des forces de poussées hydrostatiques, ils comptent parmi les ouvrages de génie civil les plus anciens. Dans le monde plus de 4000 barrages sont de ce type dont celui de Nurek (300m) situé au Tadjikistan détient le record mondial.

Les barrages en remblai (digue) sont constitués essentiellement de matériaux naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage. Selon le mode de construction et le système d'étanchéité, ce type d'ouvrage se subdivise en :

- Barrage en terre homogène : réalisés essentiellement à partir de sols naturels meubles prélevés à proximité du site de l'ouvrage.
- Barrage en enrochement à masque amont : dont la majeure partie est constituée de matériau de carrières concassé.
- Barrage en remblai zoné.

I.5.1 Barrages rigides

Introduction

A part quelques exceptions (p.ex. Barrages en rivières), les barrages en béton sont le plus souvent fondés sur une fondation rocheuse, de module de déformation élevé. Comme l'illustre la figure 3.1, on distingue trois grandes familles de barrages en béton, chacune comportant un certain nombre de sous-familles.

Un barrage rigide nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité. Cette règle s'annonce restriction pour les petits barrages voûte qui nécessite une fondation peu déformable. Pour les barrages à profil poids il est possible dans une certaine mesure d'adapter le profil à la qualité de la fondation par adoucissement du profil. (Gartner et al 1989)

La deuxième exigence pour construire un ouvrage rigide est de disposer dans des conditions économiques acceptables, de granulats de bonne qualité nécessaire à sa construction. Ces deux exigences sont d'ailleurs souvent satisfaites simultanément (Gartner et al 1989).

La construction de barrage en maçonnerie n'est plus utilisée, principalement du fait qu'elle exige une forte main d'œuvre. Mais cette technique reste opérationnelle dans certains pays (chine, Inde, Maroc, Afrique, Sahélienne...) pour les petits barrages. (Gartner et al, 1989).

Les barrages en béton ont des points en commun. D'une part l'ouvrage est constitué de béton de masse, non armé, mis en place à une cadence élevée avec des moyens fortement mécanisés. D'autre part, de manière générale, la géométrie est optimisée de sorte à éviter les forces de tractions dans le béton en quelques points pour des conditions normales d'exploitation.

I.5.1.1 Barrage poids en béton

Le barrage poids comme son nom l'indique, résiste à la poussée de l'eau par son propre poids. Il est constitué d'éléments massifs juxtaposés, nommés plots. Dans le but de réaliser une économie de béton, il est possible d'aménager des alvéoles entre les plots, dans ce cas on parle de barrage-poids évidé. Une autre solution consiste à concevoir un barrage-poids voûte dont la stabilité est assurée en partie par son poids propre et en partie par ses appuis sur les rives.

C'est un ouvrage massif en maçonnerie ou en béton possédant un profil le plus souvent triangulaire (épaissi à sa base et affiné vers le haut). Vue de dessus, il est rectiligne ou légèrement incurvé, ce qui permet de réduire son volume et donc son prix ; Le côté amont est pratiquement vertical. La stabilité du barrage-poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids du matériau qui l'empêche de basculer ou de glisser sur sa base. Ce type de barrage est le plus stable et nécessite le moins de maintenance ; il est adapté aux vallées larges ayant une fondation rocheuse.

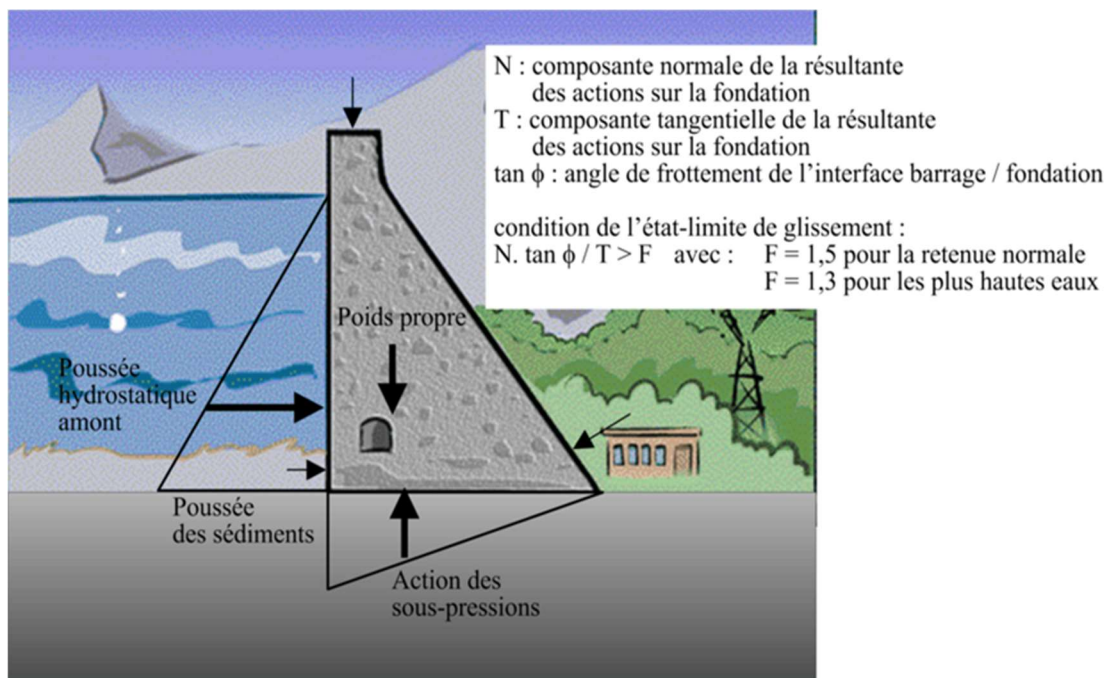


Figure I.10 : Barrage poids. (Ressources.unit.eu)

I.5.1.2 Barrages voûte

Les barrages-voûtes sont des ouvrages remarquables par leurs dimensions, leur finesse. Ils tirent au maximum partie de la capacité de résistance des matériaux et du rocher de fondation.

Leur conception est aussi plus complexe que pour les autres types de barrages.

Comme son nom l'indique, un barrage-voûte résiste à la pression de l'eau par l'effet voûte. C'est une structure tridimensionnelle agissant comme un voile ou une coque, arqué horizontalement et verticalement et transmet une partie importante des efforts (la poussée de l'eau) sur les flancs de la vallée par un effet d'arc. Lorsque toutes les conditions majeures sont

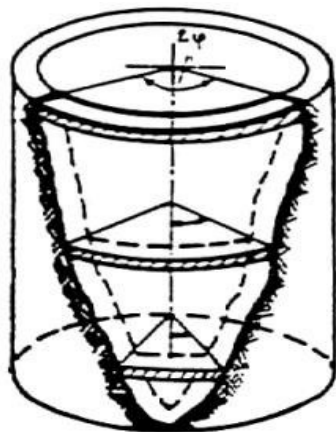
réunies, le barrage voûte présente des avantages importants (permet d'économiser un volume important de béton) par rapport aux autres types de barrages.

On distingue les barrages –voutes à simple courbure et les barrages-voutes à doubles courbures.

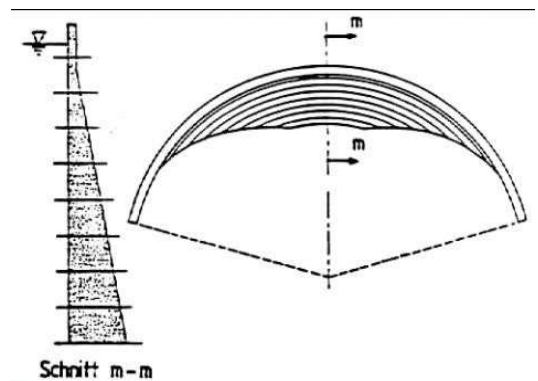
I.5.1.2.1 Barrage voûte à simple courbure

On appelle un barrage-voûte à simple courbure un barrage dont le profil est développé selon un axe curviligne identique du pied au couronnement.

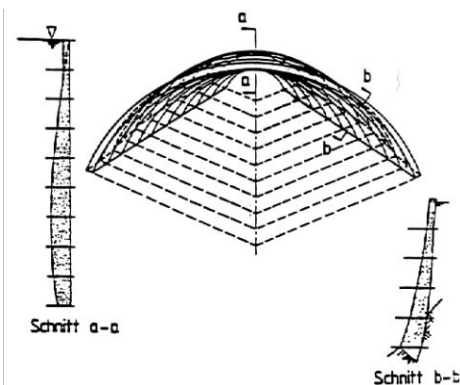
(a) Barrage à rayon constant et épaisseur



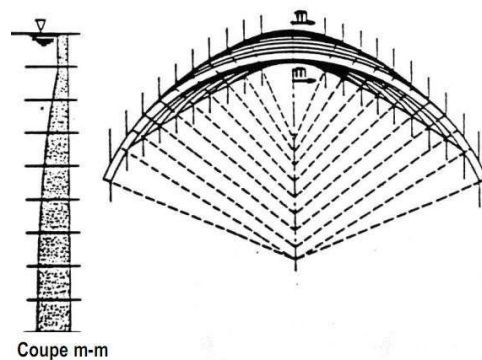
(a) Barrage à rayon constant et épaisseur du pied au couronnement



(b) voûte à simple courbure à rayon constant et épaisseur variable.



(c) Barrage à angle constant et rayon variable



(d) Barrage à angle et rayon variables

Figure I.11 : Barrage voûte à simple courbure (staff.univ-batna2.dz)

I.5.1.2.2 Barrage voûte à double courbure

Le nom du barrage-voûte à double courbure provient de la section incurvée d'épaisseur variable des coupes verticales du barrage, ainsi que de la section courbe et d'épaisseur généralement variable des sections horizontales. En règle générale, les rayons et leurs angles d'ouverture diminuent de haut en bas comme le montre la figure I.11.

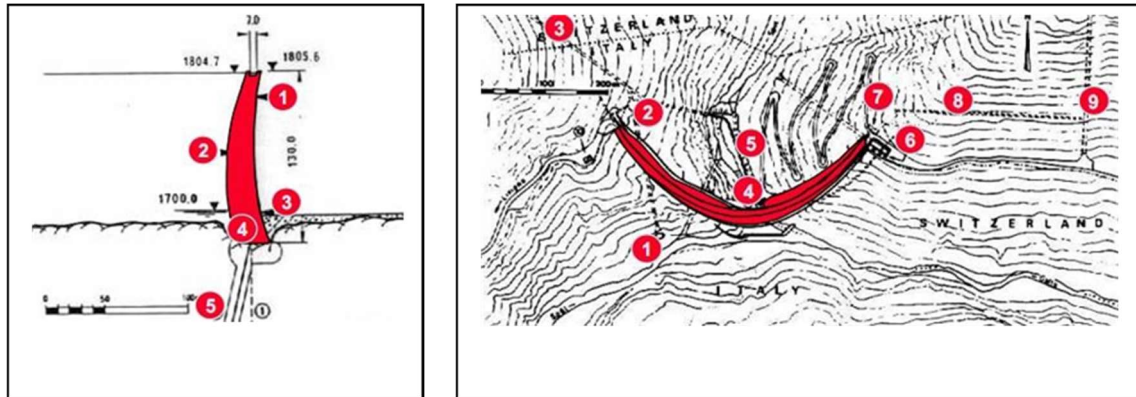


Figure I.12 : Barrage voûte à double courbure (staff.univ-batna2.dz)

- | | | |
|------------------------|------------------------|-----------------------|
| 1 Puits de pendule | 1 Prise d'eau | 5 Vidange de fond |
| 2 Galerie de contrôle | 2 Chambre de vannes | 6 Evacuateur de crues |
| 3 Galerie d'injections | 3 Galerie en charge | 7 Caverne de commande |
| 4 Galerie de drainage | 4 Contrôle de dotation | 8 Galerie de liaison |
| 5 Ecran d'étanchéité | | 9 Galerie d'accès |

La géométrie des arcs est composée :

- d'arcs de cercles, -de segments de paraboles, -d'arcs d'ellipse, -de segments de spirales logarithmiques.

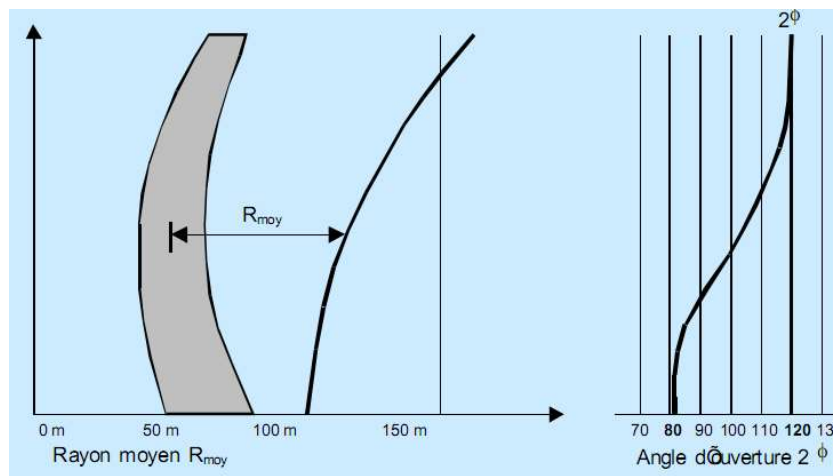


Figure I.13 : Barrages –voutes à double courbure : Angle et ouverture des arcs (staff.univ-batna2.dz)

I.5.1.3 Barrage à contreforts

Le barrage à contreforts, toujours réalisé en béton, a une forme triangulaire et ses face amont et aval sont inclinées figure I.13. Les contreforts conduisent les efforts jusqu'aux fondations, qui doivent être de qualité permettant des sollicitations en général élevées. Afin de réduire les contraintes au sol, la base des contreforts peut être élargie. Comme dans le cas des barrage-poids, les contreforts sont construits côte à côte et sont séparés par un joint vertical. En raison des espaces vides qu'il comporte, le volume de béton est bien entendu plus faible que celui d'un

barrage-poids équivalent. Par contre la surface de coffrage est plus importante et la mise en place du coffrage plus ardue.

On distingue plusieurs types de barrages à contrefort selon la forme même du contrefort. Sur la section horizontale schématique de la figure I.13, on distingue clairement les deux zones du contrefort d'un barrage à contrefort :

- La tête dont la largeur est de 12m à 14m. La tête du contrefort de la figure I.13 est appelée tête élargie ou tête en forme de diamant. Cette solution est la plus répandue. Toutefois, d'autres formes de tête sont parfois choisies et différentes solutions sont illustrées à la figure I.14. Les têtes sont munies d'un gousset dans leur partie aval pour transmettre à l'amont les efforts de la poussée de l'eau. Le changement de section est progressif pour favoriser la transmission des efforts. Enfin, il faut noter qu'une bande d'étanchéité est située dans le joint entre deux têtes juxtaposées.

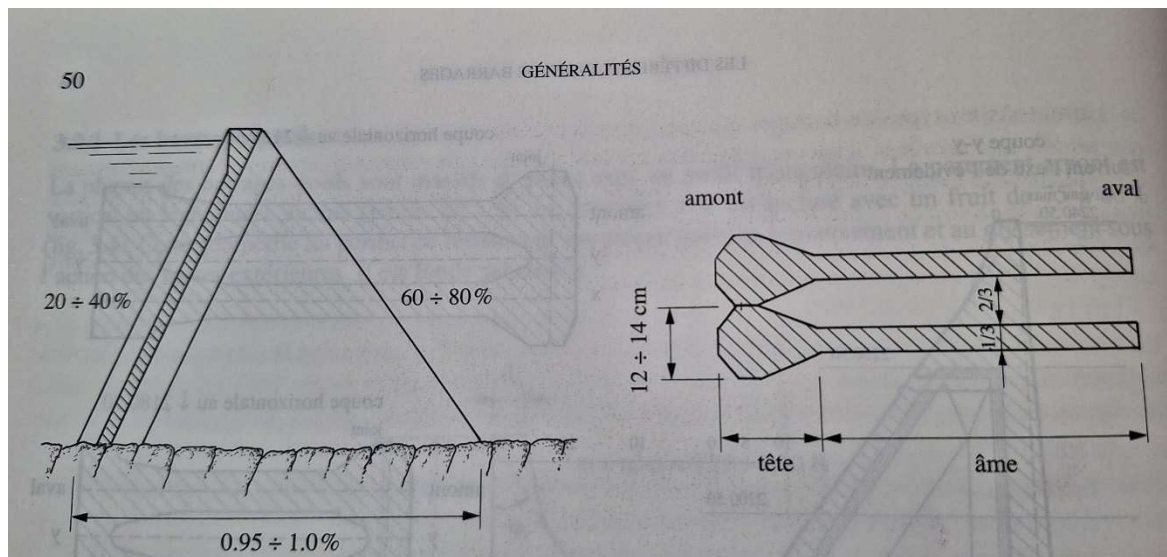


Figure I.14 : Barrage à contreforts : profil-type et section horizontale (Livre les barrages Anton J.Schleiss et Henri Pougatch).

- L'âme, dont l'épaisseur est le plus souvent constante est de l'ordre du tiers de la largeur de la tête. Dans certains cas, l'âme élargie à l'aval pour diminuer les contraintes. Le changement de sections doit alors être progressif pour limiter les concentrations de contraintes.

L'épaississement de l'âme à l'aval peut dans certains cas atteindre la largeur de la tête, de sorte que le barrage forme à l'aval un parement continu. Ce masque aval peut être souhaité pour rendre les contreforts plus résistants aux sollicitations dynamiques ou pour protéger l'âme des effets du gel. La mise en place d'étrésillons horizontaux entre les âmes des contreforts est également une mesure pour reprendre les efforts latéraux en cas de tremblement de terre.

Pour limiter encore le volume de béton, certaines solutions originales ont été développées pour des cas particuliers :

- Les contreforts à dalles planes, mais ces ouvrages sont particulièrement sensibles aux séismes.

- Les barrages à voûtes multiples ou à dômes multiples, constitués de voûtes mince s'appuyant sur des contreforts. Dans ce type d'ouvrages, les effets de températures provoquent des contraintes de tractions importantes dans les voûtes, lesquelles doivent être armées en conséquence.

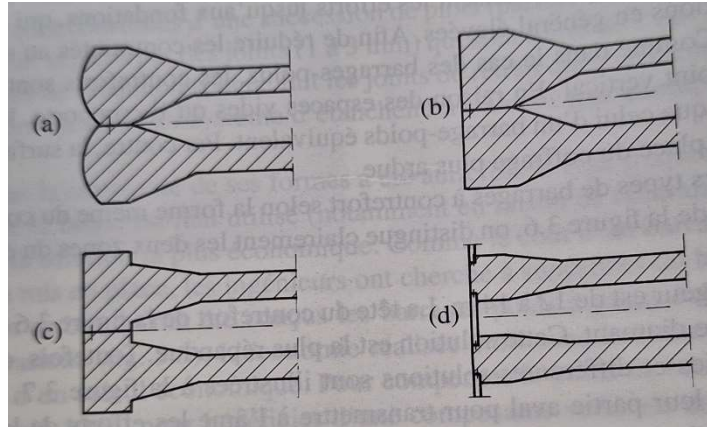


Figure I.15 : Barrage à contreforts : différentes formes de la tête des contreforts : (a) à tête ronde ; (b) à tête en forme de marteau ; (c) à tête en forme de T ; (d) à dalles planes. (Livre les barrages Anton J.Schleiss et Henri Pougatch).

Parmi tous les types de barrages évoqués jusqu'à présent, ces deux derniers types constituent certainement les ouvrages le plus légers. Pour assurer la stabilité au glissement du contrefort, il est nécessaire de compenser le manque de charge verticale dû au poids propre par une composante verticale importante de la poussée de l'eau. Cette force est mise en œuvre en inclinant très fortement le parement amont du barrage, jusqu'à 100% (fig.I.17). Le barrage des Marécottes (VS /1925 / H=19m) et le barrage d'Oberems (VS/1927/H=11m) sont deux exemples de barrages à voûtes multiples construits en suisse (figI.18).

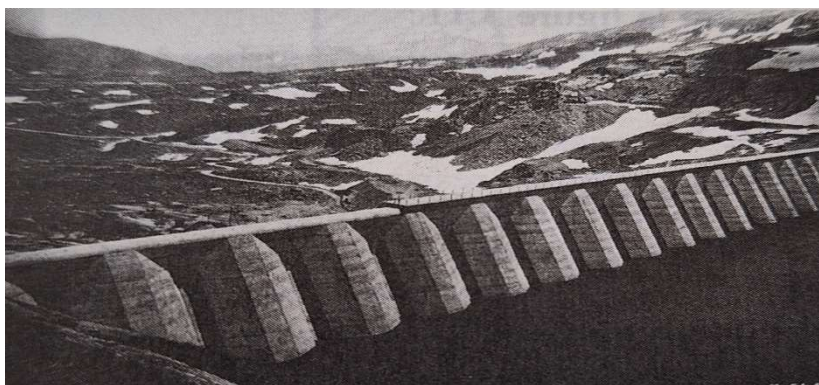


Figure I.16 : Barrage à contreforts de Lucendo (TI) H=73m (Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne)

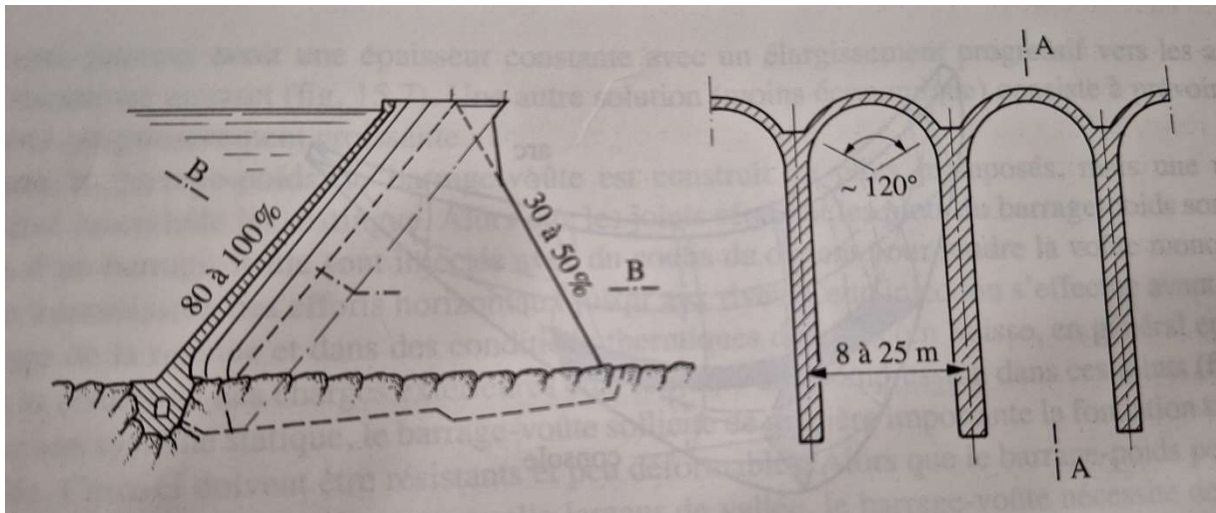


Figure I.17 : Barrages voûtes multiples : profil-type et section horizontale (Traité de Génie Civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne)



Figure I.18 : Exemples de barrage à voûtes multiples : vue amont du barrage d'Oberems en vue aval du barrage des Marécottes (photo H. Pougatsch)

Un des exemples le plus important de ce type est le barrage (fig.I.13) Daniel-Johnson au Québec, complété en 1968 dans le cadre du projet Manic-Outardes. Haut de 214 m et large de 1 312 m, le barrage, conçu par André Coyne, est soutenu par deux contreforts centraux écartés par 160 m à leur base. Les 13 voûtes latérales forment des demi-cylindres inclinés qui ont 76 m d'entraxe. Au-delà des considérations esthétiques, Hydro-Québec a choisi de construire un barrage en voûtes et contreforts pour des raisons économiques. Selon les études de conception, la construction de l'ouvrage a requis un peu plus de 2,2 millions de m³ de béton, soit cinq fois moins qu'un barrage poids.



Figure I.19 : Barrage à contrefort au Québec (<https://barrage-tpe.jimdofree.com>)

I.5.1.4 Barrages mobiles

Sont des barrages poids construits dans les parties aval des rivières où les formes aplaties des lits majeurs et l'importance des crues imposent la présence de vannes de très grandes dimensions et des dispositions spécifiques pour lutter contre les affouillements. Les barrages situés sur l'Isère à l'aval de Grenoble sont de ce type. Le barrage mobile ou à niveau constant, a une hauteur limitée, il est généralement édifié en aval du cours des rivières, de préférence à l'endroit où la pente est la plus faible. On utilise généralement ce type de barrage dans l'aménagement des estuaires et des deltas.

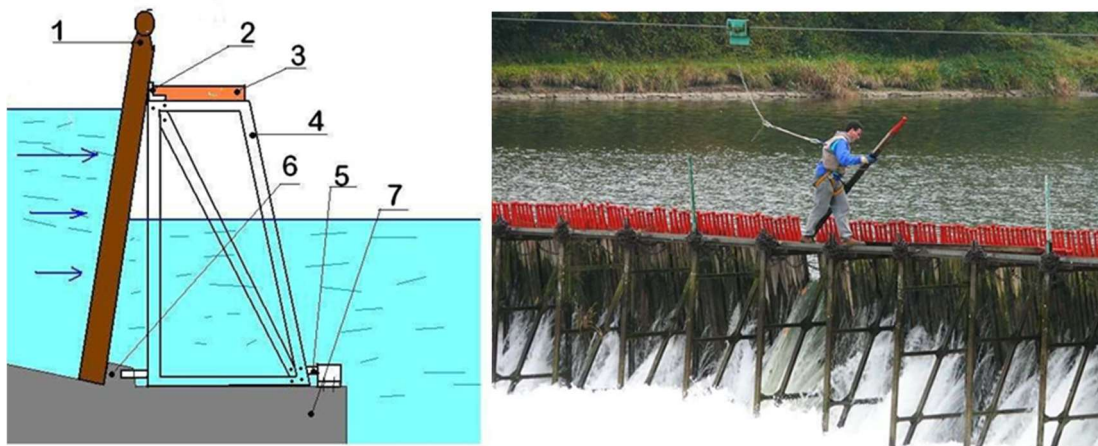


Figure I.20 : Barrages mobiles

I.5.1.5 Barrages en béton compacté au rouleau (BCR)

Depuis la fin des années 1970, une nouvelle technologie s'est développée pour optimiser la construction du barrage-poids : le béton compacté au rouleau BCR (Roller Compacted Concrete, RCC). La mise en place de béton BCR permet d'utiliser des bétons très secs, très faiblement dosés en ciment. Les résistances obtenues, particulièrement faibles, sont compatibles avec les exigences des barrages-poids qui s'opposent à la poussée de l'eau par leurs poids propre. On exploite au mieux les propriétés du béton en mettant en œuvre des techniques de mise en place et de compactage qui sont issues des barrages en remblai, de façon à minimiser la main-d'œuvre nécessaire à la construction.

La construction de barrages en béton compacté au rouleau (BCR) possède une histoire de presque 40 ans, avec plus de 700 barrages en BCR construits ou en construction dans le monde en date de 2018. En plus de son évolution pour atteindre un certain stade de maturité au cours de cette période, la technologie continue de se développer ; certaines améliorations apportées à la pratique antérieure étant encore en cours d'adoption alors que d'autres aspects continuent de recevoir des raffinements. Les barrages en BCR sont souvent présentés comme une alternative à des digues en terre ou en enrochement. Ils semblent devoir accepter des déformations légèrement supérieures à celles du béton classique. (Courtier, B., Goubet, A., Antoine, P., & Schmidt, E. 1997).

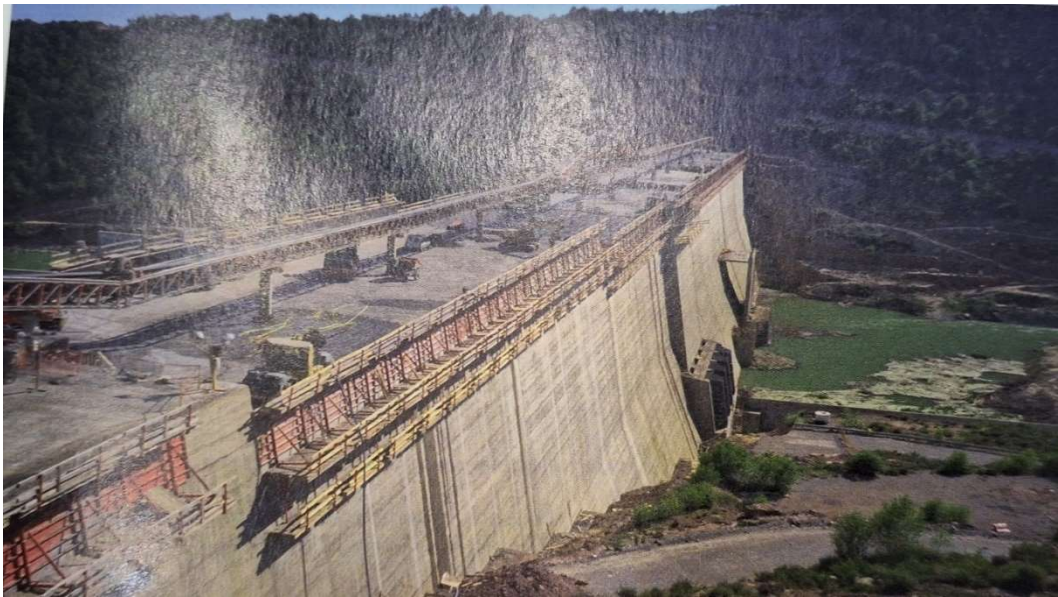


Figure I.21 : Barrage poids compacté au rouleau de Rialp en Espagne, hauteur 101m, année de mise en service 1999 (photo A.Schleiss) (Livre les barrages, Anton J.Schleiss et Henri Pougatsh)

Les barrages en Béton Compacté au Rouleau sont généralement des barrage-poids. Le principe de fonctionnement reste le même que pour un barrage-poids en BCV, à savoir que l'équilibre est garanti par le poids de l'ouvrage et ce quel que soit le type de combinaison considéré.

Les critères de dimensionnement de cet ouvrage sont exposés comme suit : ils reposent sur la limitation des contraintes en traction, en compression et sur le non-glissement de l'ouvrage.

- En raison de la rigidité du béton, il est nécessaire de réaliser ce type d'ouvrage sur des fondations rocheuses (gneiss,) de bonne qualité afin d'éviter que les tassements n'entraînent des déformations trop importantes dans le corps du barrage et que la résistance au cisaillement du rocher soit insuffisante.

- La différence entre un barrage en BCV et un autre en BCR provient du type de matériau utilisé et du mode de mise en place. Contrairement au BCV où des moyens classiques sont utilisés pour la réalisation d'ouvrages en béton (grue pour le transport et vibration dans la masse), la mise en place du BCR se fait avec des moyens de terrassements (transport par camion, réglage au bouteur et compactage par rouleau vibrant lourd) par couches de quelques dizaines de centimètres. Ce mode de réalisation nécessite des surfaces de travail importante (de l'ordre de 500 m²) afin de permettre la cohabitation de l'ensemble des engins de terrassements et que ceux-ci puissent évoluer de façon optimale. La puissance de compactage utilisée permet ainsi de réaliser des économies sur les quantités d'eau et de ciment nécessaire.

- Les constituants du BCR sont les mêmes que pour le BCV, à savoir, eau, liants, granulats, adjuvants et additifs. Une des différences vient de la granulométrie maximale des granulats utilisés (80 mm pour le BCV et 40 à 60 mm pour le BCR). Bien qu'une granulométrie plus importante permet d'augmenter la résistance du matériau, à teneur en liant égale, elle favorise également la ségrégation du béton, ce qui est défavorable dans le cas du BCR étant donné le mode de mise en place. La quantité de liant utilisé est également moindre en raison de la plus grande puissance de compactage utilisé. Cette moindre utilisation de la quantité de ciment permet également de limiter la chaleur d'hydratation du béton et donc les contraintes thermiques importantes qui existent dans des bétons de masse.

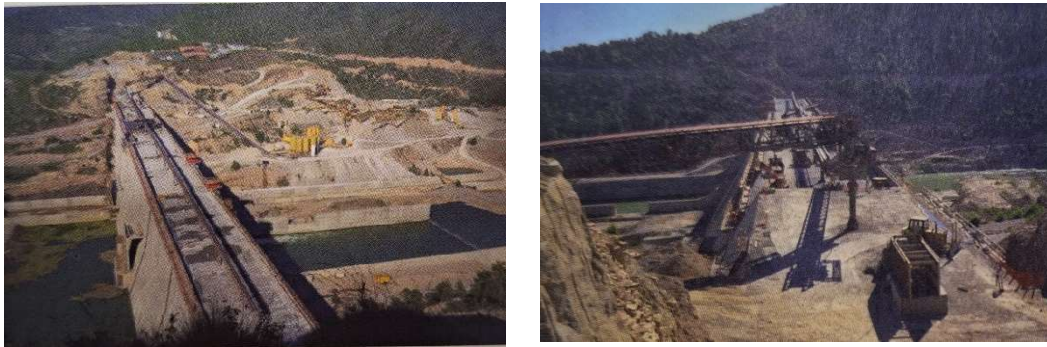


Figure I.22 : Exemple de barrage en BCR (Rialp en Espagne, photos A.Schleiss)

- L'une des spécificités des barrages en BCR est le nombre important de reprises. En effet, le BCR est mis en œuvre par couches de quelques dizaines de centimètres ce qui va créer d'autant plus de plans de faiblesse. Par exemple, pour des épaisseurs de couches de 0,3 m, il y aura plus de 3 m² de reprise par m³ de BCR mis en place. Ces reprises sont des points potentiels de faiblesse vis-à-vis de la résistance au cisaillement, à la traction et vis-à-vis de la perméabilité. En fonction du niveau de sollicitation attendu et des critères de conception, il s'agira de plus ou moins bien traiter ces reprises. Celles-ci peuvent être définies par deux types de reprise principale : reprise chaude et reprise froide qu'il est parfois difficile de distinguer.

Les paramètres qui vont permettre de définir le type de reprises sont entre autres la température extérieure à la surface du BCR et le délai de recouvrement entre couches. Mais seul des essais sur site avec les moyens qui seront utilisés sur le chantier permettront d'établir une limite expérimentale plus précise entre les différents types de reprises.

- Le BCR n'est pas de nature un matériau très imperméable à moins d'augmenter la quantité de liant, ce qui a pour conséquence un accroissement de son coût unitaire, réduisant ainsi l'un de ces avantages les plus intéressants. Une autre solution consiste à étaler des couches de mortier entre les reprises afin de garantir l'étanchéité, mais cette solution-là est également coûteuse puisqu'elle va pénaliser le rendement des moyens de production. La solution la plus simple et la moins coûteuse consiste donc à mettre une étanchéité rapportée via la mise en place de géomembrane sur le parement amont ou de mur en béton armé préfabriqué ou banché.

- L'avantage qui résulte du mode de mise en place et du type de matériau est également financier puisque la rapidité d'exécution fait qu'il est possible de monter un massif de barrage avec une

vitesse d'environ 1 m par jour, réduisant d'autant les frais d'immobilisation du matériel et les frais financiers du Maître d'Ouvrage.

- Les points délicats de la construction de ce type de barrage sont :

- **La résistance mécanique** : notamment au cisaillement des surfaces horizontales de contact entre deux couches superposées. Cette résistance dépend de plusieurs facteurs (propreté du chantier, quantité de fines, ségrégation, température, temps écoulé entre la réalisation de deux couches, etc.).
- **L'étanchéité du barrage** : qui est, la plupart du temps, constituée par un masque amont en BCR, ou pour des ouvrages modestes, par une membrane en matériaux plastiques. Comme tous les barrages.

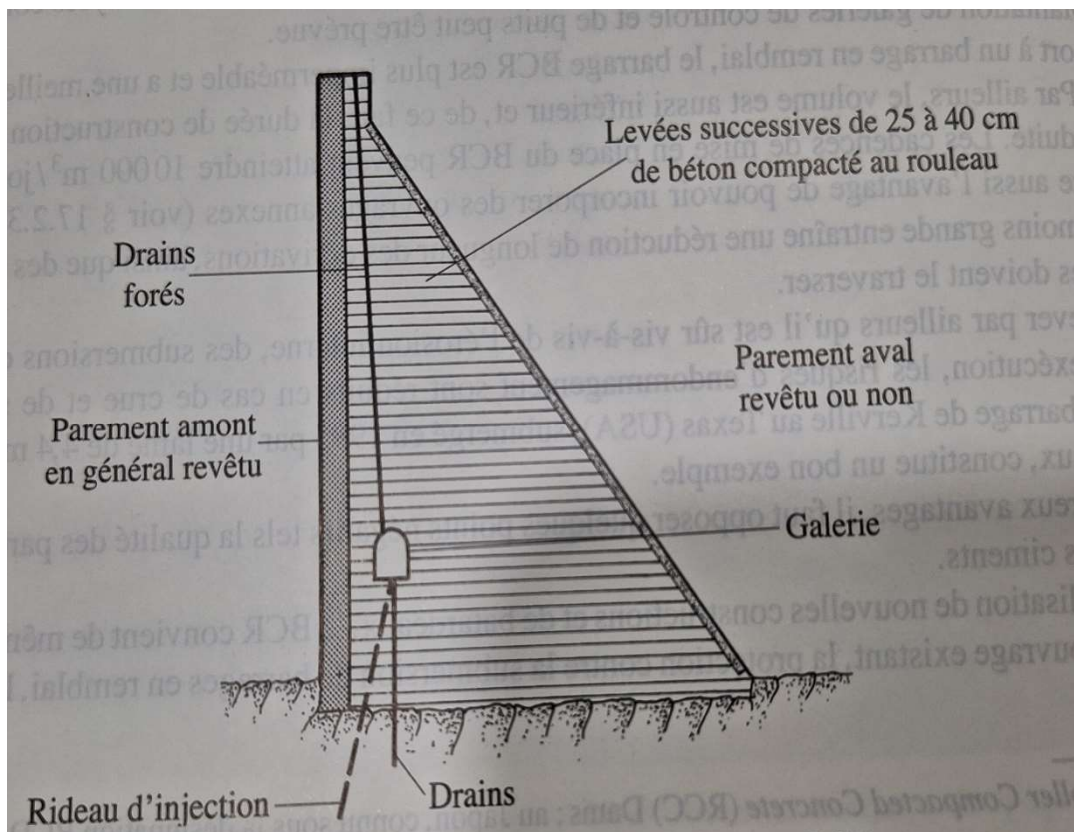


Figure I.23 : Eléments principaux d'un barrage en BCR.

I.5.2 Avantages et particularités des différents types de barrages

a) Barrage poids (en BCR) :

- **Avantages**
 - Faible dosage en ciment ;
 - Teneur en eau réduite ;
 - Surface de coffrage restreinte ;

- Exécution rapide,
- Emprise réduite par rapport au barrage-poids en BCV ;
- Mise en place sur grande surface par couches minces ;
- Faible coût de construction.

➤ **Particularités**

- Requiert des fondations sur le rocher ;
- Mise en place et compactage identiques aux barrages en remblai ;
- Limitation des percolations par la mise en place d'un revêtement du parement amont ;
- Pas de système de refroidissement artificiel du béton ;
- Bonne résistance en cas de séisme ;
- Possibilité d'incorporer un évacuateur de crue de surface, des galeries de contrôle et des puits contrairement au barrage en enrochements.

b) Barrage poids (en BCV)

➤ **Avantages**

- Faibles contraintes dans le béton ;
- Faibles contraintes transmises au rocher ;
- Les variations de températures ne produisent que des contraintes faibles ;
- Evacuateur de crues peut facilement être intégré.

➤ **Particularités**

- Volume d'excavation important ;
- Volume de béton important ;
- Refroidissement artificiel nécessaire lors de la prise du béton ;
- Sous-pressions importantes sous la fondation ;
- Sensibilité aux tassements ;
- Sensibilité aux séismes ;

c) Barrage à contreforts

➤ **Avantages**

- Volume de béton plus faible que pour le barrage-poids ;
- Contraintes moyennes transmises au rocher ;
- Faibles sous-pressions sous la fondation ;
- Echauffement faible lors de la prise du béton ;

- L'évacuateur de crues peut facilement être intégré ;

➤ **Particularités**

- Volume d'excavation important ;
- Gradient des sous pressions sous la fondation localement très important ;
- Contraintes de température peuvent être importantes dans la tête ;
- Risque limité de tassements ;
- Grande sensibilité aux séismes.

d) Barrage-voûte

➤ **Avantages**

- Volume du béton faible ;
- Volume d'excavation relativement limité ;
- Faible sous-pressions sous la fondation ;
- Haute résistance aux séismes.

➤ **Particularités**

- Contraintes importantes dans le béton ;
- Contraintes importantes dans le rocher sous la fondation ;
- Efforts transmis obliquement aux appuis latéraux ;
- Sensibilité limitée aux tassements (hyperstaticité) ;
- Echauffement durant la prise du béton pouvant nécessiter des mesures particulières ;
- Gradient de sous-pression sous la fondation importante ;
- Drainage des fissures des massifs d'appui devant être rigoureusement traité ;
- Difficultés d'intégration de l'évacuateur de crues dans le barrage.

I.6 Conclusion

Les crues sont des phénomènes hydrologiques caractérisé par un niveau d'eau anormalement élevé dans un cours d'eau. La ville de Annaba est fortement confrontée à ce phénomène, ceci dit une gestion efficace des crues est essentielle pour réduire leurs impacts sur les communautés riveraines par des aménagements freinant la crue tel les barrages écrêteurs.

Ce présent chapitre résume les différents types d'inondations et divers types de barrages, focalisé fortement sur les barrages en béton, en l'occurrence ceux bâti en béton compacté au rouleau

Chapitre II

Présentation du projet et de la zone d'étude

II.1 Introduction

La ville de Annaba est fortement confrontée aux risques d'inondations du fait qu'elle se situe au pieds de l'Edough de forte pente. C'est pour cela que les autorités algériennes ont mis en place un projet de construction d'un barrage écrêteur dans la cuvette de l'Oued Bouhdid qui semblait nécessaire afin de résoudre le problème d'inondations répétitive et soulager d'avantage les systèmes d'évacuations de Kef n'Sour et l'Oued Boudjemaa situés à l'aval, autrement dit assurer l'assainissement de la zone côtière de la wilaya de Annaba et la dépollution des plages du littoral. Ce présent chapitre a pour objet la présentation du projet ainsi que le site du projet.

II.2 Présentation du projet

Le barrage de Bouhdid ouvrage projetée dans le cadre de la protection de la plaine centrale de Annaba contre les inondations ainsi que l'assainissement de la zone côtière de cette ville et la dépollution des plages du littoral, c'est un barrage poids en béton compacté au rouleau s'appuyant sur une fondation rocheuse type gneiss ayant un volume de $60\ 000m^3$, avec une hauteur de 29.6m, une largeur de fondation de 23m et une largeur en crête de 4m. A pour objectif principal le laminage des crues, il créera une retenue avec une capacité de stockage de $85\ 000m^3$ au niveau de la retenue normale submergeant une surface de $89\ 600m^2$ la quelle permettra la régularisation des apports de l'oued Bouhdid. Il retiendra la crue centennale à $16m^3/s$ à l'aval de l'ouvrage, ce qui nécessitera un stockage temporaire de $500\ 000m^3$, de plus il assurera la sécurité de l'ouvrage jusqu'à une crue décennennale. Une fois réalisé, ce barrage pourra abriter des activités de loisirs dont la thématique est l'eau et l'environnement. L'ouvrage favorisera également des activités récréatives.

Ce barrage comprend :

- Un évacuateur de crue implanté dans l'axe de l'Oued Bouhdid d'une largeur utile de 36m, constitué d'un déversoir à seuil libre, d'un coursier suivant la pente du corps du barrage ;
- Deux vidange de fond de type conduite en charge construites en béton armé prenant le temps d'une journée pour vidanger ;
- Une tour de prise à seuil libre s'appuyant sur le parement amont du barrage, rapportant un débit maximum de $12m^3/s$;
- Un ouvrage de purge de type vanne plane avec un écoulement de faible charge

II.2.1 Présentation du site du projet

II.2.1.1 Localisation du site

L'Oued Bouhdid se situe dans la Wilaya d'Annaba, au Nord Est de l'Algérie. Il prend sa source dans le massif de l'Edough et de Bougantas puis traverse la cité du 5 Juillet en rejoignant la mer via le canal Kef N'Sour.

Au niveau de l'Oued le barrage se situera au Sud-Ouest de Annaba à environ 2km de la cité du 5juillet approximativement aux coordonnées suivantes (système UTM 32) :

X : 383'383

Y : 4'082'847

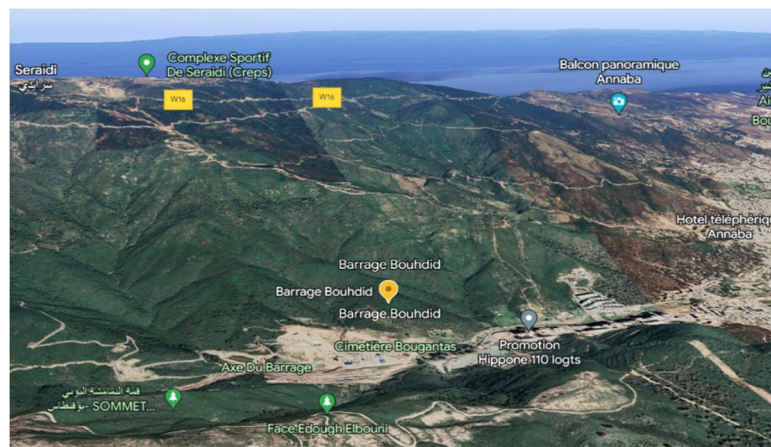


Figure II.1 : Localisation du Barrage de Bouhdid (Google Earth)

II.2.1.2 Choix du site

Le choix du site s'est basé sur trois critères qui se présentent comme suit :

- Conditions cadastrales qui doivent minimiser l'interaction avec l'urbanisation et les terrains occupés ;
- Conditions topographiques de fermeture (rétrécissement de la vallée) ;
- Conditions hydrologiques (optimisation de la surface du bassin versant contrôlé)

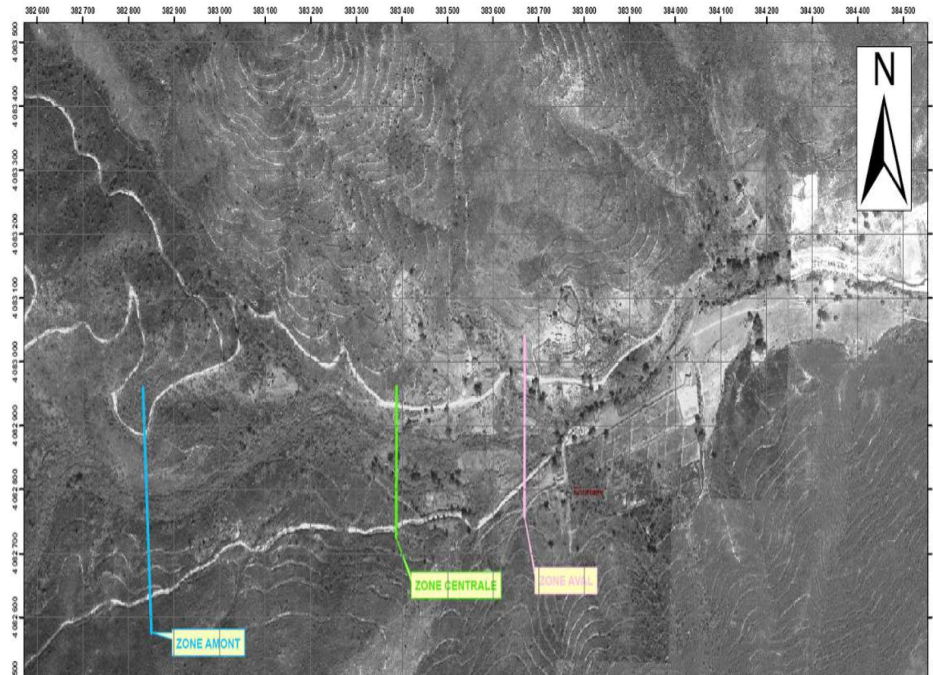


Figure II.2 : Situation des sites envisagés (APD)

II.3 Conception générale du projet

II.3.1 Géologie du site du barrage

La connaissance de la géologie du site d'un barrage s'avère primordiale en vue de son influence sur l'hydrologie, le type du dépôt alluvionnaire.

Les massifs de L'Edough et de Bougantas sont des massifs métamorphiques cristallophylliens composés essentiellement de gneiss et de micaschistes d'altération variable.

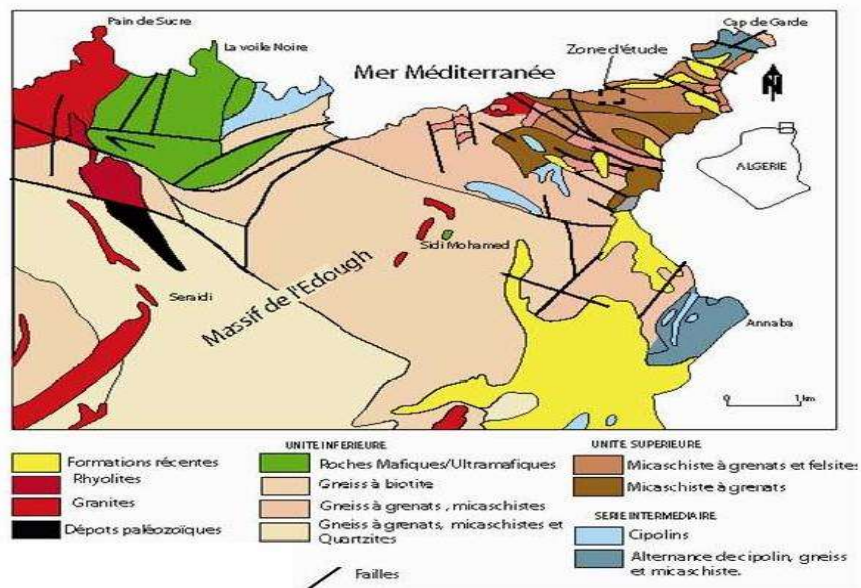


Figure II.3 : Carte géologique simplifiée du massif de l'Edough (Hadj Zobir et Laraba, 2005)

La géologie du substratum rocheux a été analysée sur la base des carottes récupérées lors des sondages de reconnaissances. Ces dernières montrent un passage gradué d'un rocher fortement altéré à des roches plus saines à une profondeur plus ou moins importante.

Le rocher plus ou moins sain est formé de gneiss ouillés ou schisteux en profondeur, de couleur grise parfois blanchâtre. A l'état sain, les gneiss sont durs, compacts, et à granularité moyenne à grossière.

Dans le gneiss plus ou moins sain, les fissures sont généralement fermées avec parfois des traces d'oxydation.



Figure II.4 : Exemples des classes d'altération AFTES AM1 à AM5 dans les sondages (APD)

Classe d'altération	Description	Terminologie
AM5	La roche est entièrement décomposée et très friable (assimilable à du terrain meuble)	complètement altéré
AM4	L'altération s'étend à toute la masse des roches et la roche est en partie friable.	très altéré
AM3	L'altération s'étend à toute la masse roches mais le terrain n'est pas friable.	moyennement altéré
AM2	Les surfaces des discontinuités principales sont altérées, mais la roche n'est que très légèrement altérée.	légèrement altéré
AM1	Pas de signes visibles d'altération ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces de discontinuités principales.	sain

Figure II.5 : Définition des classes d'altération du rocher (APD)

Les rives de l'oued Bouhdid sont composées de gneiss et/ou micaschistes dont la schistosité est plus ou moins parallèle à la direction de la vallée et inclinée vers le Sud. Une fracturation plus ou moins verticale a été relevée.

Ces terrains métamorphiques sont surmontés par des terrains meubles provenant de l'altération de la roche. Le produit final de cette altération est un sable légèrement limoneux. Il n'y a pas de transition franche entre le rocher et les altérations car il s'agit d'une altération graduée.

Une nappe a été mise en évidence en fond de vallée dans une zone d'alluvions et des venues d'eaux ont également été repérées à l'interface entre terrains meubles et rocher altérés sur les rives.

D'un point de vue géologique les cartes géologiques consultées montrent que les affleurements dans la cuvette du barrage correspondent aux gneiss à grenats (Figure 2.7) et micaschistes de l'unité inférieure.

Les visites du site ont également montré la présence en rives de masses issues de l'altération des gneiss et en fond de vallée de terrasses alluviales issues également de l'altération des gneiss.

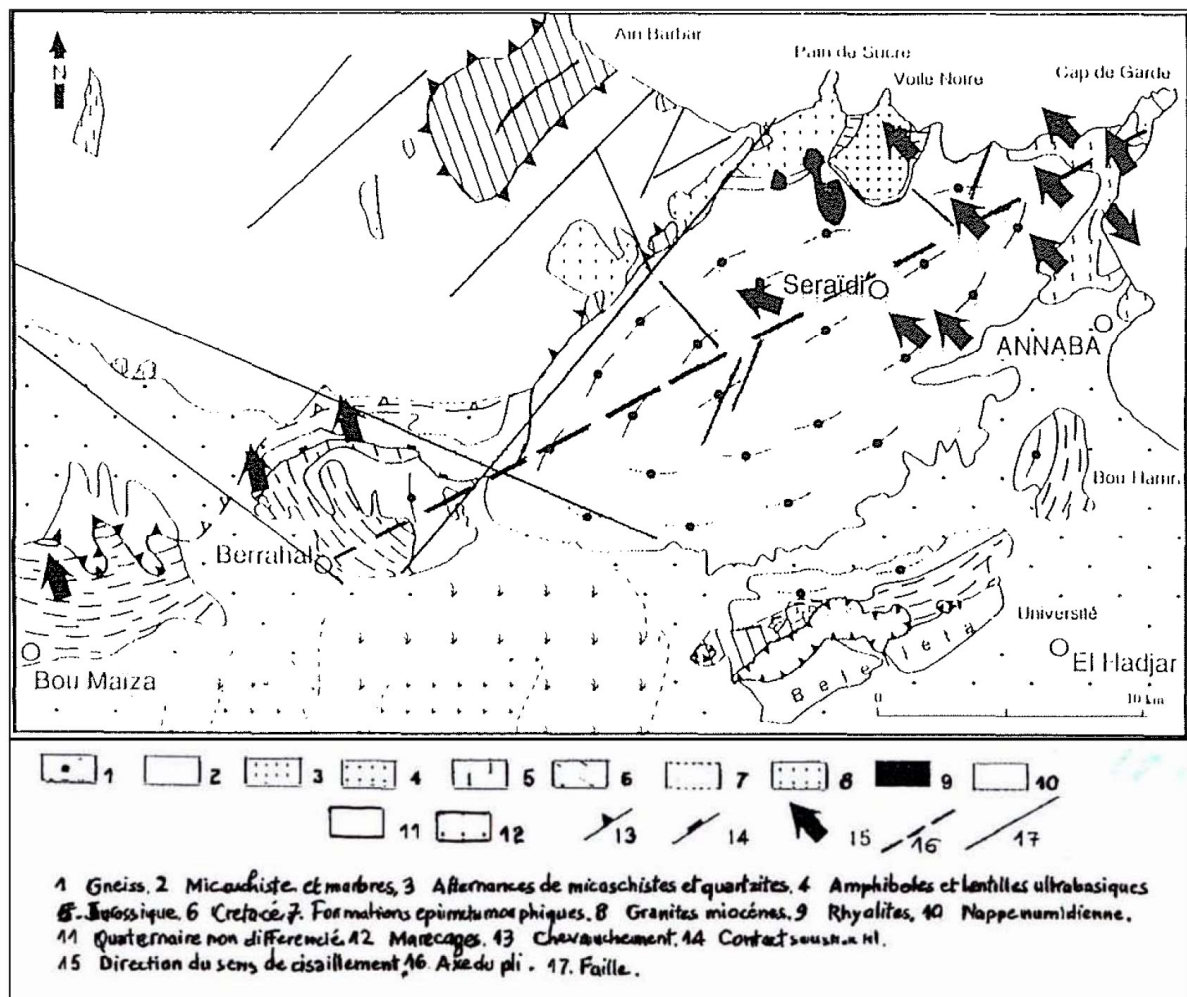


Figure II.6 : Esquisse structurale du massif de l'Edough (Hani et al. 1997)

II.3.2 Sismicité de la région d'étude

L'Algérie est l'un des pays qui ont plus au moins été confrontés à l'activité sismique, ce qui génère souvent de grands dégâts sur le plan économique et humain. Autrement dit, après chaque mouvement important de la terre des pertes humaines et matérielles sont aperçues, non seulement pour les individus mais également aux collectivités territoriales.

La wilaya de Annaba fait partie des zones plus au moins touchées par les tremblements de terre, étant donné qu'elle se situe en zone sismique IIa. Relevons que la carte géologique d'Annaba fait état de la présence possible d'une faille correspondant à l'axe de la vallée de l'oued Bouhdid (annexe A).

II.3.3 Hydrologie du site du barrage

II.3.3.1 Bassin versant

Le bassin versant limité par la retenue couvre une superficie approximative de 14.85km². Il est protégé par une végétation assez dense, à l'exception des parties incendiées du versant Nord du djebel Bougantas. Sa forme est relativement compacte (indice de compacité de Gravelius de 1.1).

Le cours d'eau principal de l'Oued coule dans une vallée à faibles pentes (environ 5%), constitué de dépôts alluvionnaire grossiers (limons, sables, graviers et galets roulés). Il est augmenté par de nombreux affluents qui drainent les versants composés d'un sol gneissique, dont la pente est de près de 25%. Il traverse ensuite la plaine alluviale d'Annaba, avant de se jeter dans la mer Méditerranée.

Le débordement de l'Oued lors de la crue du 11/11/1982 a eu lieu au niveau du pont près de l'ancien orphelinat où l'ouvrage a été embourbé par l'apport de troncs d'arbres et de débris végétaux et un peu partout le long de la vallée où plusieurs dégâts ont été signalés.

C'est au niveau de la jonction des différents réseaux (Bouhdid, Sidi Harb et O. Forcha) que le débordement de l'Oued a été le plus spectaculaire inondant toutes les parties basses de la ville en empruntant son ancien cours naturel.

Au droit du site, en fond de vallée l'altitude est d'environ 48NGA et le point culminant du bassin versant est à l'altitude 1008NGA.

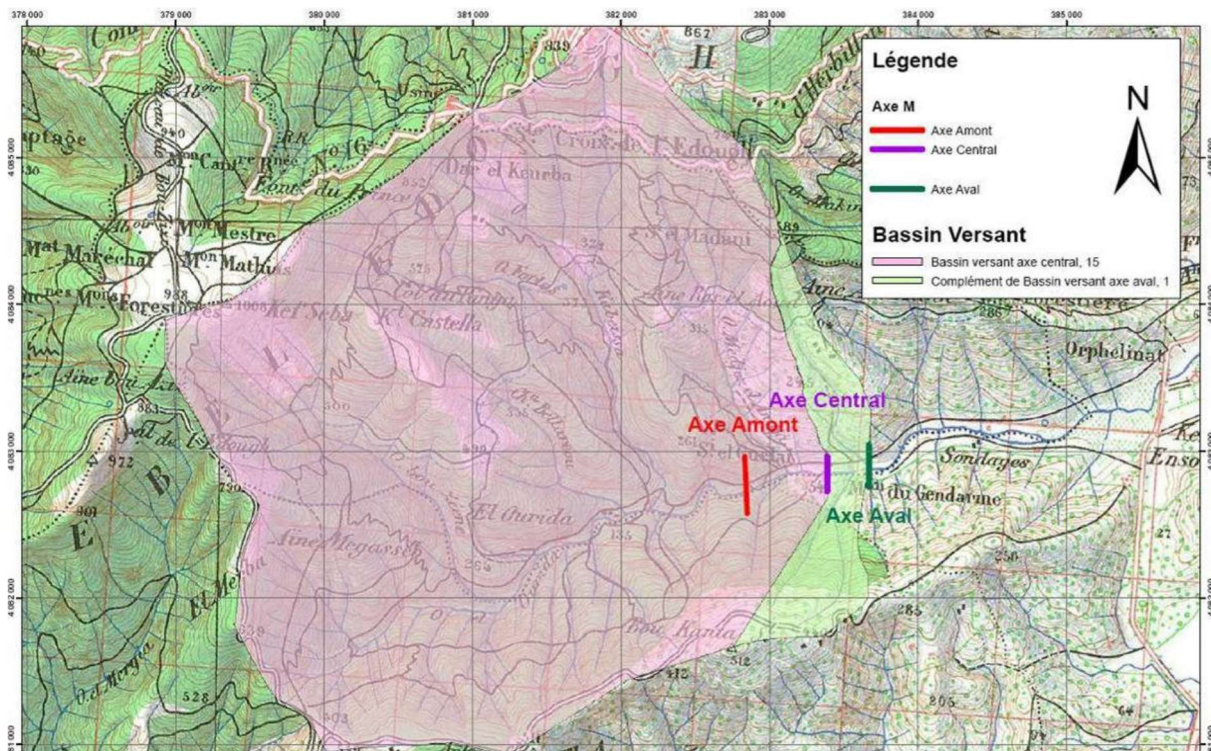


Figure II.7 : Bassin versant de l'Oued Bouhdid (APD)

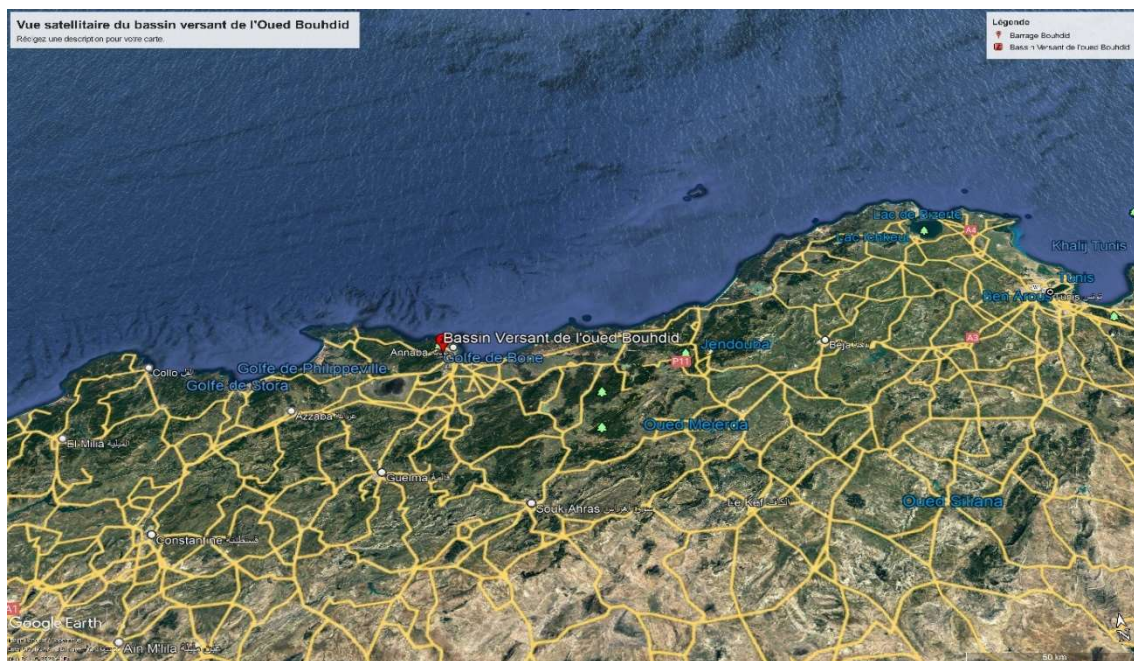


Figure II.8 : Vue satellitaire de la localisation du bassin versant de l'Oued Bouhdid (Google Earth)

II.3.3.2 Contexte Climatique

A l'instar des données présentées auparavant, la quantification des composantes climatiques est une étape indispensable dans toute étude nécessitant une évaluation des potentialités d'une région donnée qu'elle soit hydrologique ou autre.

La ville de Annaba possède un climat tempéré méditerranéen a été chaud et sec selon la classification de Köppen-Geiger (Annexe B). Sur l'année, la température moyenne est de 17.7°C et les précipitations sont en moyenne 653mm.

II.3.3.3 Pluviométrie

D'après Legrain (2002), les précipitations sont définies comme : « formes variées sous lesquelles l'eau solide ou liquide contenue dans l'atmosphère se dépose a la surface du globe (pluie, brouillard, neige, grêle, rosée) ».

Les données pluviométriques disponibles sur le bassin versant couvrent une période d'observation relativement courte (16ans). Elles proviennent de la station du Pont du Bouchet et sont représentées dans la figure suivante :

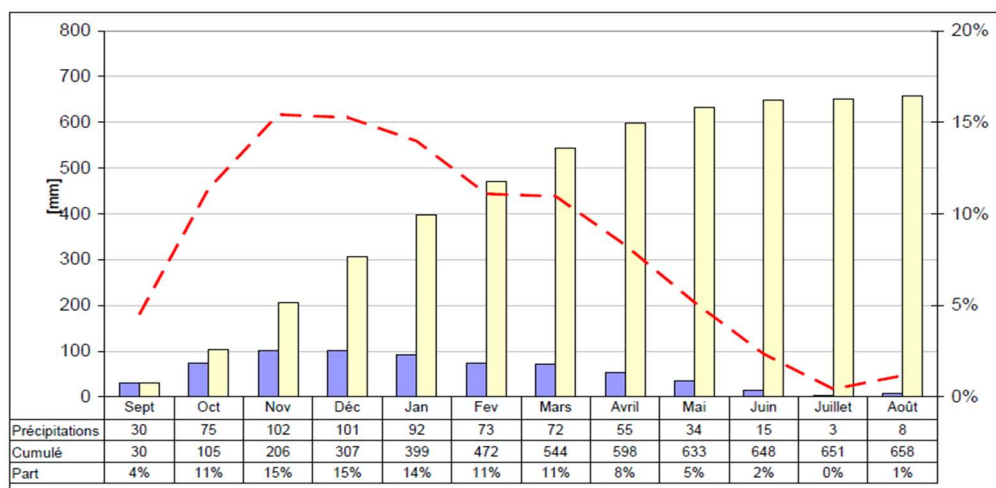


Figure II.9 : Répartition mensuelle des précipitations

Le total annuel représente environ 660mm.

Il est à noter que les mois d'hiver cumulent la plus grande partie des précipitations. Entre les mois de novembre et décembre, 30% de la précipitation annuelle est couverte. Et les mois d'octobre à mars, représentent près de 80% de la précipitation annuelle.

II.3.3.4 Températures

Les températures moyennes minimales et maximales relevées par la station de l'aéroport Les Salines sont données dans la Figure, alors que les températures moyennes annuelles sont données ci-dessous :

- Moyenne des températures maximales : 24.9°C
- Moyenne des températures minimales : 12.5 °C
- Moyenne des températures : 17.7 °C

Il est à constater que la variation annuelle est relativement faible. Les températures moyennes n'ont qu'un écart de 10°C, les valeurs extrêmes présentent une différence de 23°C.

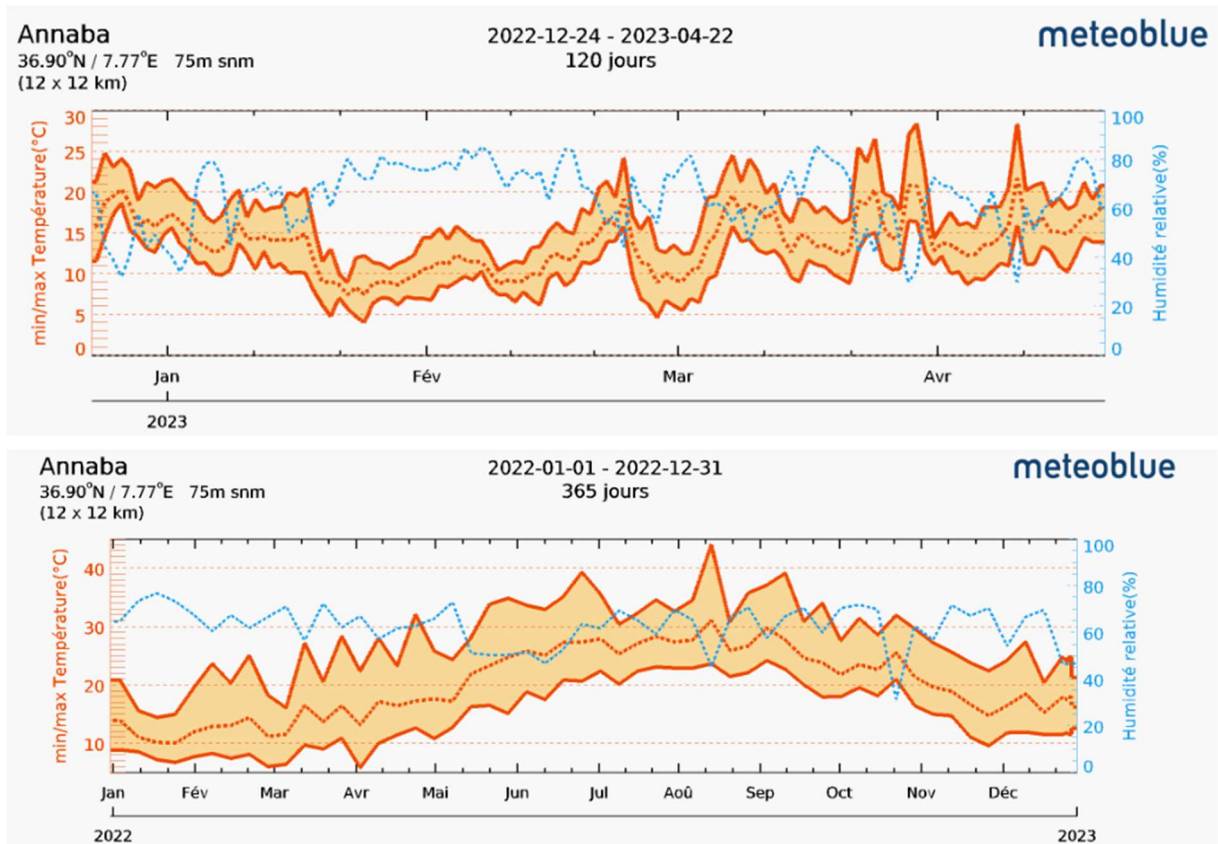


Figure II.10 : Répartition des températures mensuelles pour l'année 2022 et 2023 (meteoblue)

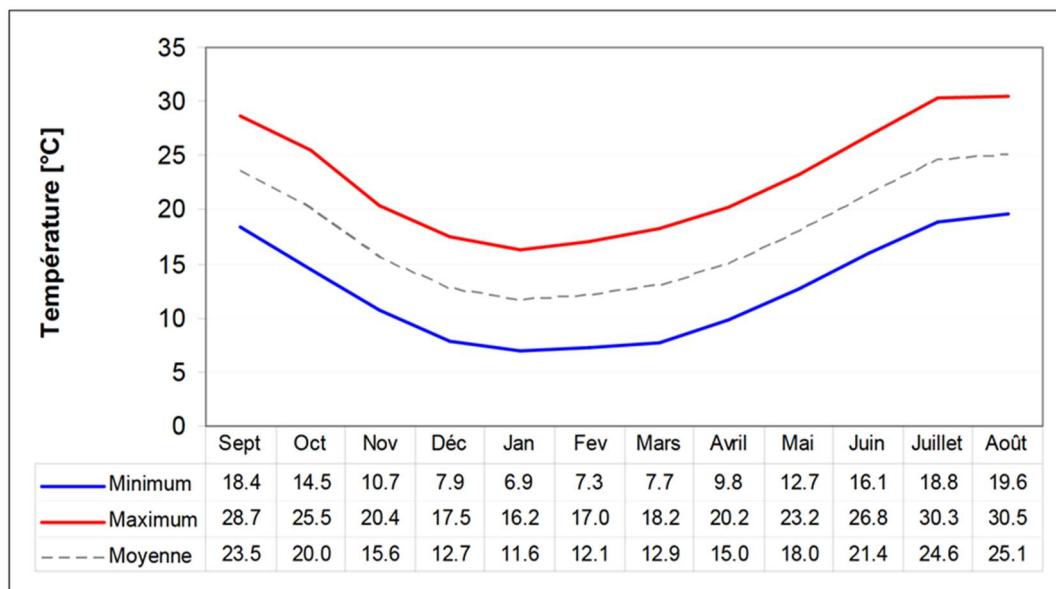


Figure II.11 : Evolution des températures durant l'année

II.3.3.5 Apports

Les apports moyens annuels ont été évalués selon la formule régionale de Samie, qui permet d'estimer une lame d'eau écoulée de 153mm. Sur cette base, l'apport annuel est estimé de l'ordre de $2.28 \times 10^6 m^3$.

II.3.3.6 Evaporation

De par sa fonction de laminage de crue, ce facteur ne présente pas d'intérêt dans le cadre de ce projet. L'évaporation n'est donc pas étudiée.

II.3.4 Justification du type d'ouvrage adopté

Afin de réaliser cet ouvrage, deux variantes différentes ont été proposées :

Barrage poids :

- Béton vibré conventionnel ;
- Béton compacté au rouleau.

Digue en remblais :

- Etanchéité amont par un masque amont ou géo synthétique,
- Position de l'évacuateur de crue en rive ou porté.

Pour rappel, la fonction principale de l'ouvrage est de laminier les crues. Une fonction secondaire est le maintien d'un lac permanent.

II.3.4.1 Critères de sélection

Afin de déterminer l'ouvrage le mieux adapté dans le cadre de Bouhdid, les variantes précédentes ont été analysées en fonction des critères suivants :

- Volume de l'ouvrage ;
- Intégration paysagère ;
- Durabilité ;
- Résistance au séisme ;
- Comportement en crue ;
- Durée des travaux ;
- Disponibilité des matériaux de construction ;
- Complexité de mise en œuvre ;
- Intégration des organes hydrauliques ;
- Coût de l'ouvrage.

II.3.4.2 Choix de la variante

Le choix de la variante s'est porté sur un ouvrage en béton compacté au rouleau (BCR). Les raisons qui ont menés à ce choix sont exposées ci-dessous.

Comparé à une digue en remblais, un ouvrage BCR est composé d'un volume nettement plus faible. Les estimations volumétriques pour les deux variantes sont d'environ $300\,000\text{m}^3$ pour la digue et $60\,000\text{m}^3$ pour le BCR.

Dès lors, la durée du chantier est aussi nettement raccourcie.

Au vu du volume nécessaire pour la digue, il est très probable de ne pas trouver suffisamment de matériaux d'emprunt à proximité du chantier. Ceci entraînerait un surcoût de transport et des nuisances importantes pour l'acheminement du matériau puisqu'il faut traverser des zones urbaines.

Compte tenu du volume d'un tel ouvrage dans la vallée, la hauteur devrait être réhaussée pour atteindre le même volume de stockage. L'emprise du barrage dans la vallée ne laisserait ainsi plus d'espace autour.

La digue a aussi été écartée en raison des complexités qu'impliquent les organes hydrauliques. En effet, puisque ce type d'aménagement ne supporte pas la submersion, une construction particulière doit être prévue pour ces ouvrages. Pour la même raison, la gestion de l'Oued durant la phase de construction se trouve fortement compliquée.

Au niveau de l'étanchéité de l'ouvrage, la digue nécessite des mesures constructives particulières pour diminuer au maximum la fuite par le corps de l'ouvrage. Ces mesures sont coûteuses, ajoutent une complexité à la construction et peuvent nécessiter un entretien (membrane Géosynthétique).

Les pressions interstitielles qui règnent dans le corps de l'ouvrage en remblai sont un critère déterminant au dimensionnement. Elles peuvent provoquer de gros dégâts après une crue (peut être assimilé à une vidange rapide). Un ouvrage en béton est constitué d'un parement amont étanche sur une certaine épaisseur pour parer à tous ces risques.

D'un point de vue constructif, le risque d'un séisme est moins critique dans un ouvrage rigide, surtout au vu des fortes accélérations potentielles. Dans le cas d'une digue, en cas de fort séisme, une liquéfaction du remblai ne peut pas être exclue. Toutefois, quel que soit la variante choisie, les accélérations sismiques nécessitent des mesures constructives particulières.

Afin de départager les variantes en béton conventionnel et en BCR, les arguments suivants ont été déterminants.

L'avantage du BCR réside en sa rapidité d'exécution. Or, cette cadence ne peut être atteinte que si le volume et les surfaces de travail sont suffisamment importants pour permettre l'évolution des machines de chantier de front. Dans le cas présent ce critère est rempli.

Au vu de la composition du BCR et de son faible dosage en ciment, un gain économique important est réalisé sur la fourniture du matériau par rapport au béton conventionnel. Toutefois, ce gain est en partie compensé par une installation de chantier plus importante.

Le faible dosage en ciment du BCR engendre moins de dégagement de chaleur durant la phase de construction. Tandis qu'un béton conventionnel nécessite des mesures constructives particulières (refroidissement artificiel, construction par étape), le BCR n'exige aucune disposition particulière.

Les critères ci-dessus peuvent être résumés dans le tableau comparatif suivant. Chaque variante a été notée sur une échelle de 1 à 3, où 1 est la plus mauvaise note et 3 la meilleure.

Tableau II.1 : Comparaison sommaire des variantes

Critère	Digue	Béton conventionnel	BCR
Volume de l'ouvrage	1	3	3
Intégration paysagère	1	2	2
Durabilité	1	3	2
Résistance au séisme	1	2	2
Comportement en crue	1	3	3
Durée des travaux	2	1	3
Disponibilité des matériaux de construction	1	2	3
Complexité de mise en œuvre	2	1	3
Intégration des organes hydrauliques	1	3	3
Prix global de l'ouvrage	1	2	3
Total	12	22	27

II.4 Conclusion

L'Oued Bouhdid se situe dans la Wilaya d'Annaba, au Nord Est de l'Algérie. Il prend sa source dans le massif de l'Edough et de Bougantas et se verse dans la mer via le canal Kef'Nsour. Ce bassin versant appartient à une zone à climat tempérée méditerranéen à été chaud et sec avec une pluviométrie annuelle de 660mm.

Après une étude géologique, on constate que la majeure partie du bassin dont notre barrage est situé afin de mettre fin aux inondations est constituée par des terrains à nature lithologique favorisant le ruissellement et la formation des crues. De plus notre zone appartient à la « Zone II a » qui correspond à une région de sismicité plutôt élevé.

Et enfin, le barrage de Bouhdid est un aménagement d'une grande importance pour la ville de Annaba, en plus de son objectif principal qui sera la rétention des crues afin d'éviter les inondations dans la plaine (donc les dégâts matériels et des victimes dans la population), il permettra la création d'un lieu de récréation sur la thématique de l'eau et de l'environnement et aussi la gestion des flottants et du transport solide en assurant la maîtrise, voir l'exploitation des sédiments.

Chapitre III

Etude Hydrologique

III.1 Introduction

L'hydrologie est une discipline scientifique qui se concentre sur la phase du cycle de l'eau qui débute lorsque celle-ci atteint la surface terrestre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines (Roche, 1963). Cette science est particulière en raison de son regroupement de plusieurs sciences fondamentales diversifiées et vise à résoudre les problèmes liés à la gestion des ressources en eau. Ainsi, l'étude hydrologique revêt une grande importance dans la réalisation d'infrastructures hydrotechniques. Dans ce contexte, ce chapitre a pour but de déterminer les principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude, en délimitant le bassin versant de l'Oued Bouhdid dans la ville de Annaba à l'aide du logiciel ArcGIS pour évaluer ces caractéristiques. L'objectif est d'estimer les périodes de retour et de déterminer les débits de crue nécessaires à la conception de l'aménagement de l'oued, afin de protéger la zone contre les inondations.

III.2 Bassin Versant :

L'évaluation du bilan hydrographique repose entièrement sur le concept du bassin versant, qui désigne la surface drainée par un cours d'eau et ses affluents. Les cours d'eau naissent généralement dans les zones à relief et recueillent les eaux de surface qui convergent vers le point le plus bas du cours d'eau appelé exutoire. L'étude d'un bassin versant est cruciale afin de comprendre le comportement d'une région spécifique, pour pouvoir évaluer les ressources en eau disponibles et prendre des décisions éclairées en matière de gestion des ressources hydriques et de préservation de l'environnement.

III.2.1 Etude Géomorphologique

III.2.1.1 Caractéristiques géométriques

Ces caractéristiques ont été déterminés à l'aide du logiciel ArcGis après avoir délimité le bassin versant.

➤ **Superficie et Périmètre**

Le bassin de l'Oued Bouhdid couvre une surface de 16.248Km² délimitée par une ligne de partage des eaux qui s'étend sur un périmètre de 16.717Km.

➤ **La longueur du thalweg principal**

Elle est obtenue après la délimitation du bassin avec ArcGis. La longueur est de :

$$L_{cp} = 5.056\text{Km.}$$

III.2.1.2 Caractéristiques de forme

➤ **Indice de Compacité de Horton**

Il désigne le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il est déterminé comme suit : $K_h = \frac{S_{bv}}{L_{cp}^2}$

Avec :

K_h : Indice de compacité de Horton ;

S_{bv} : Aire totale du bassin versant (Km^2) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Donc : $K_h = 0.63$

➤ **Indice de compacité de Gravelius**

Utilisé pour distinguer la structure et le fonctionnement hydrologique d'une région. Appelé également indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant n'est autre que le rapport entre le périmètre du bassin versant et le périmètre d'un cercle de même superficie.

Il est donné par la formule suivante : $K_c = \frac{P}{\sqrt{2\pi S}} \approx 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$

Avec :

K_c : indice de compacité de Gravelius;

S : Superficie du bassin versant (Km^2) ;

P : Périmètre du bassin versant (Km).

Si : $K_c = 1$ \longrightarrow bassin parfaitement circularisé

Si : $1 < K_c < 1.3$ \longrightarrow bassin ramassé

Si : $K_c > 1.3$ \longrightarrow bassin allongé

Donc : $K_c = 1.1695 \approx 1.17$

D'où notre bassin est ramassé.

➤ **Coefficient d'allongement**

Il est calculé comme suit : $C_a = \frac{L_{cp}^2}{S_{bv}}$

Avec :

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

S_{bv} : Aire totale du bassin versant (Km^2).

Donc : $C_a = 1.579$

➤ **Rectangle équivalent**

Il s'agit d'une transformation géométrique consistant à convertir le bassin versant en un rectangle de dimensions L et l, tout en maintenant la même superficie. Cette méthode permet de comparer les différents bassins versants en termes d'écoulement des eaux.

La longueur et la largeur du rectangle équivalent sont données respectivement par les relations suivantes :

La longueur :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S_{bv}}}{1.12} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right\}$$

La largeur :

$$l = \frac{K_c \sqrt{S_{bv}}}{1.12} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right\}$$

On trouve :

$$L_r = 5.43 \text{ km}$$

$$l_r = 2.99 \text{ km}$$

Tableau III.1: Tableau récapitulatif des paramètres hydromorphométriques du bassin versant de l'oued Bouhdid.

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	Km ²	16.248
Périmètre		P	Km	16.717
Indice de Compacité de Gravelius		K _c	/	1.17
Longueur du Thalweg principal		L _p	Km	5.065
Coefficient d'allongement		C _a	/	1.58
Indice de compacité de Horton		K _h	/	3.21
Rectangle Équivalent	Largeur	l	Km	2.99
	Longueur	L	Km	5.43

III.2.2 Etude du relief

III.2.2.1 Paramètres du relief

Le relief exerce une influence considérable sur la configuration de l'hydrogramme de crue. Une pente prononcée entraîne un écoulement plus rapide, réduisant ainsi le temps de concentration et provoquant une montée plus rapide des crues. L'étude de ce phénomène est essentielle et se caractérise par la représentation altimétrique du terrain sous la forme d'une courbe appelée "Courbe hypsométrique".

➤ Courbe Hypsométrique

La courbe hypsométrique synthétise la pente du bassin, révélant ainsi son relief. Elle illustre comment la superficie du bassin versant est répartie en fonction de son élévation, ce qui revêt une grande importance dans l'étude de la topographie du bassin. Pour créer cette courbe, on utilise un graphique où l'altitude est représentée sur l'axe des ordonnées et la superficie en pourcentage sur l'axe des abscisses. La courbe hypsométrique est construite à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant en tranches d'altitudes, après avoir déterminé les surfaces partielles. Elle représente la fraction de la superficie située entre deux courbes de niveau consécutives. On peut la considérer comme une sorte de profil du bassin versant, incluant sa pente moyenne, et elle constitue un outil synthétique pour comparer la topographie de différents bassins versants.

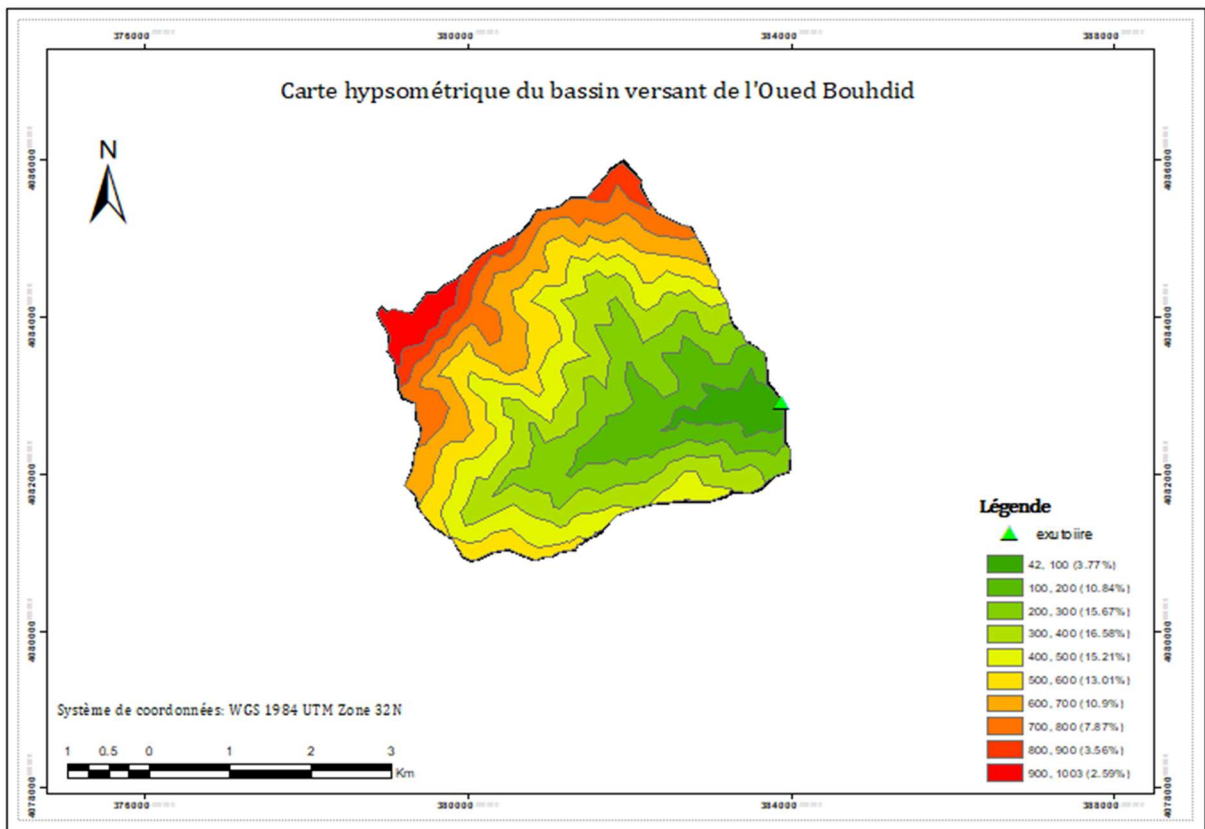


Figure III.1 : Carte hypsométrique de l'Oued Bouhdid

Les données relatives à la répartition des surfaces élémentaires et leur cumul en fonction de l'altitude ont été générées à l'aide du logiciel ArcGIS. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.2.

Tableau III.2: Paramètres hypsométriques du bassin versant d'Oued Bouhdid

Altitudes (m)	Hi (m)	Surfaces partielles (Km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (Km ²)	Surfaces cumulées (%)
42 - 100	71	0.613	3.77	0.613	3.77
100 - 200	150	1.76	10.84	2.373	14.61
200 - 300	250	2.546	15.67	4.919	30.28
300 - 400	350	2.692	16.58	7.611	46.86
400 - 500	450	2.47	15.21	10.081	62.07
500 - 600	550	2.113	13.01	12.194	75.08
600 - 700	650	1.77	10.9	13.964	85.98
700 - 800	750	1.278	7.87	15.242	93.85
800 - 900	850	0.578	3.56	15.82	97.41
900 - 1003	951.5	0.421	2.59	16.241	100

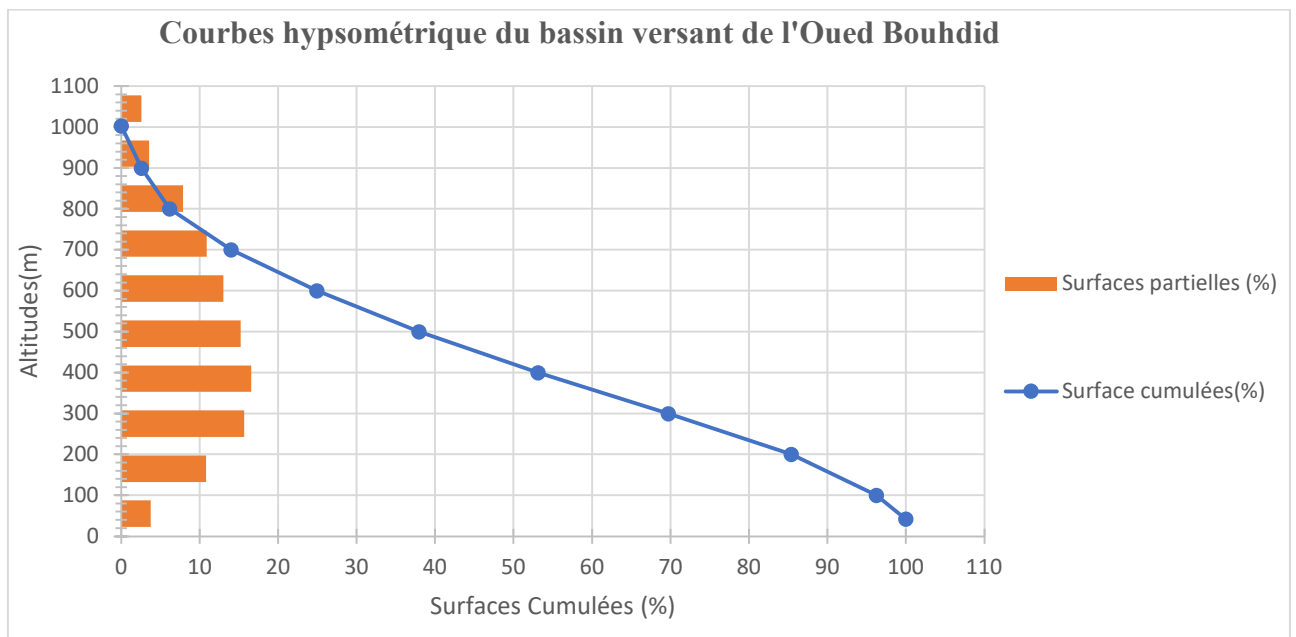


Figure III.2 : Courbe hypsométrique de l'Oued Bouhdid

➤ **Caractéristiques altimétriques**

1- L'altitude maximale et minimale ($H_{\max} - H_{\min}$)

Ces données sont directement extraites des cartes topographiques, où l'altitude maximale désigne le point le plus élevé du bassin, tandis que l'altitude minimale correspond au point le plus bas, généralement situé à l'exutoire.

2- L'altitude moyenne (H_{moy})

Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{a_i \times h_i}{S} / Hi = \frac{h_{i-1} + h_i}{2}$$

Avec :

h_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en (m) ;

a_i : Surface élémentaire entre deux courbes de niveau en (Km²) ;

S : Surface totale du bassin versant en (Km²).

Donc : $H_{\text{moy}} = 440.91\text{m} \approx 441\text{m}$

3- L'altitude médiane ($H_{50\%}$), ($H_{5\%}$) et ($H_{95\%}$)

Elles sont obtenues en projetant le point qui équivaut au pourcentage voulu sur la surface cumulée dans la courbe hypsométrique.

$H_{50\%} = 420\text{m}$

$H_{5\%} = 830\text{m}$

$H_{95\%} = 110\text{m}$

- Un récapitulatif des résultats de ces calculs est présenté dans le tableau suivant :

Tableau III.3: Caractéristiques altimétriques du bassin versant

Altitude	Valeur (m)
H_{\max}	1003
H_{\min}	42
H_{moy}	441
$H_{50\%}$	420
$H_{5\%}$	830
$H_{95\%}$	110

➤ Les indices de pente

Ces indices sont conçus pour définir les inclinaisons d'un bassin et faciliter les comparaisons et les classements. Ils sont également employés dans l'évaluation des vitesses d'écoulement en surface.

1-Indice de pente de roche

L'indice de pente I_p développé par Mr. Roche permet de calculer la pente moyenne en utilisant les données réelles du bassin versant.

Il est calculé comme suit :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$$

Avec :

I_p : Indice de pente de Roche ;

L_r : Longueur du rectangle équivalent (m) ;

S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1} .

Donc : $I_p = 0.553\%$

2-Indice de pente globale

L'indice de Roche étant cependant trop long à évaluer pour des études rapides, on a proposé un indice encore plus simple ; c'est l'indice de pente globale.

Ce dernier représente la pente moyenne de 90% de la superficie du bassin, il est obtenu à partir de la courbe hypsométrique, on prend la dénivelée (D) entre les altitudes $H_{5\%}$ – $H_{95\%}$.

Il est calculé comme suit :

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r}$$

Avec :

$H_{5\%}$: Altitude de fréquence correspondante au 5% de la surface total (m) ;

$H_{95\%}$: Altitude de fréquence correspondante au 95% de la surface total (m) ;

L_r : Longueur du rectangle équivalent (km).

Donc : $I_g = 132.597\text{m/km}$

Tableau III.4: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global

Relief		Valeur de I_g
1	Relief très faible	$I_g < 0.002$
2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	Relief très fort	$0.1 < I_g$

3- Indice de pente moyenne

La vitesse d'écoulement de l'eau vers la sortie d'un bassin, ainsi que le temps nécessaire pour atteindre cette sortie, sont déterminés en grande partie par la pente moyenne du cours d'eau. Cette variable a un impact direct sur le débit observé. En effet, une pente raide favorise un écoulement rapide en surface, tandis qu'une pente douce ou nulle ne permet pas à l'eau de s'infiltrer partiellement ou complètement dans le sol.

Pour calculer les pentes moyennes et partielles des cours d'eau, on se base sur le profil en long du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus couramment utilisée pour calculer la pente longitudinale consiste à diviser la différence d'altitude entre les points les plus élevés et les plus bas du profil par la longueur totale du cours d'eau.

L'indice est calculé comme suit :

$$I_{pm} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r}$$

Donc : $I_{pm} = 179.980 \text{ m/km}$

4- Pente moyenne du bassin versant

Elle est calculée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S}$$

ΔH : Dénivelées entre deux courbes de niveaux successives (m) ;

l_1, l_2, \dots, l_n : Les longueurs des courbes de niveaux (Km) ;

S : Superficie du bassin versant (Km^2).

Tableau III.5: Pente moyenne du bassin versant de l'Oued Bouhdid

Courbe	Longueur (Km)	$\Delta H(m)$	Surface (Km^2)
100	0.041	100	16.248
200	0.084	100	16.248
300	0.111	100	16.248
400	0.117	100	16.248
500	0.105	100	16.248
600	0.081	100	16.248
700	0.069	100	16.248
800	0.037	100	16.248
900	0.016	100	16.248
1000	0.002	100	16.248

Donc : $I_m = 439.041m/km$.

Avec :

H_{min} et H_{max} : Altitude minimale et maximale (m).

L_r : Longueur du rectangle équivalent (km).

5- La pente du bassin versant

Elle est calculée comme suit :

$$I_{BV} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{Talwegs}}$$

Où:

$L_{Talwegs}$: Longueur de talwegs (km) ;

H_{max} et H_{min} : Hauteur maximale et minimale.

Donc : $I_{BV} = 189.733m/km$

6- La dénivelé spécifique

La dénivelée spécifique peut être utilisée pour établir des comparaisons entre les reliefs des bassins versants, quelle que soit leur superficie.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \times \sqrt{S}$$

Donc : $D_s = 534.363m$

Tableau III.6 : Classification des reliefs d'après l'O.R.S.T.O.M

Classe	Intervalle	Type du relief
R1	$D_s < 10$ m	Relief très faible.
R2	$10 < D_s < 25$ m	Relief faible.
R3	$25 < D_s < 50$ m	Relief assez faible.
R4	$50 < D_s < 100$ m	Relief modéré.
R5	$100 < D_s < 250$ m	Relief fort.
R6	$250 < D_s < 500$ m	Relief assez fort.
R7	$D_s > 500$ m	Relief Très fort.

O.R.S.T.O.M : Ancien Office de la recherche scientifique et technique outre-mer, devenu en 1984 Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération et en 1998 Institut de recherche pour le développement (I.R.D.).

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats de l'étude du relief du bassin versant de l'Oued Bouhdid

Paramètres	Indice	Unités	Valeurs
Pente du bassin versant	I_{BV}	m/km	189.733
Pente moyenne du bassin versant	I_m	m/km	439.041
Indice de pente de roche	I_p	%	0.553
Indice de pente globale	I_g	m/km	132.597
Indice de pente moyenne	I_{pm}	m/km	179.980
La dénivelée spécifique	D_s	m	534.363
Le relief	/	/	Très fort

III.3 Etude du réseau hydrographique

Le cours d'eau principal d'un fleuve est alimenté par des affluents les plus importants qui sont eux même alimenté par des affluents de second ordre ainsi de suite jusqu'aux ruisselets et petit cours d'eau de tête du bassin forment le chevelu hydrographique des bassins versants.

III.3.1 Hiérarchisation du réseau

La ramification d'un cours d'eau est établie en utilisant un système de numérotation qui dépend de son importance, conformément à la classification de Schumm Strahler (1957). Voici comment cela fonctionne :

- Tout cours d'eau sans affluent est classé en ordre 1.
- Lorsque deux cours d'eau de même ordre, noté "n", se rejoignent, le cours d'eau résultant est classé en ordre "n+1".
- Si deux cours d'eau de différents ordres convergent, le cours d'eau résultant prend l'ordre le plus élevé des deux.

En fin de compte, le bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, généralement l'ordre de celui qui est le principal à l'exutoire.

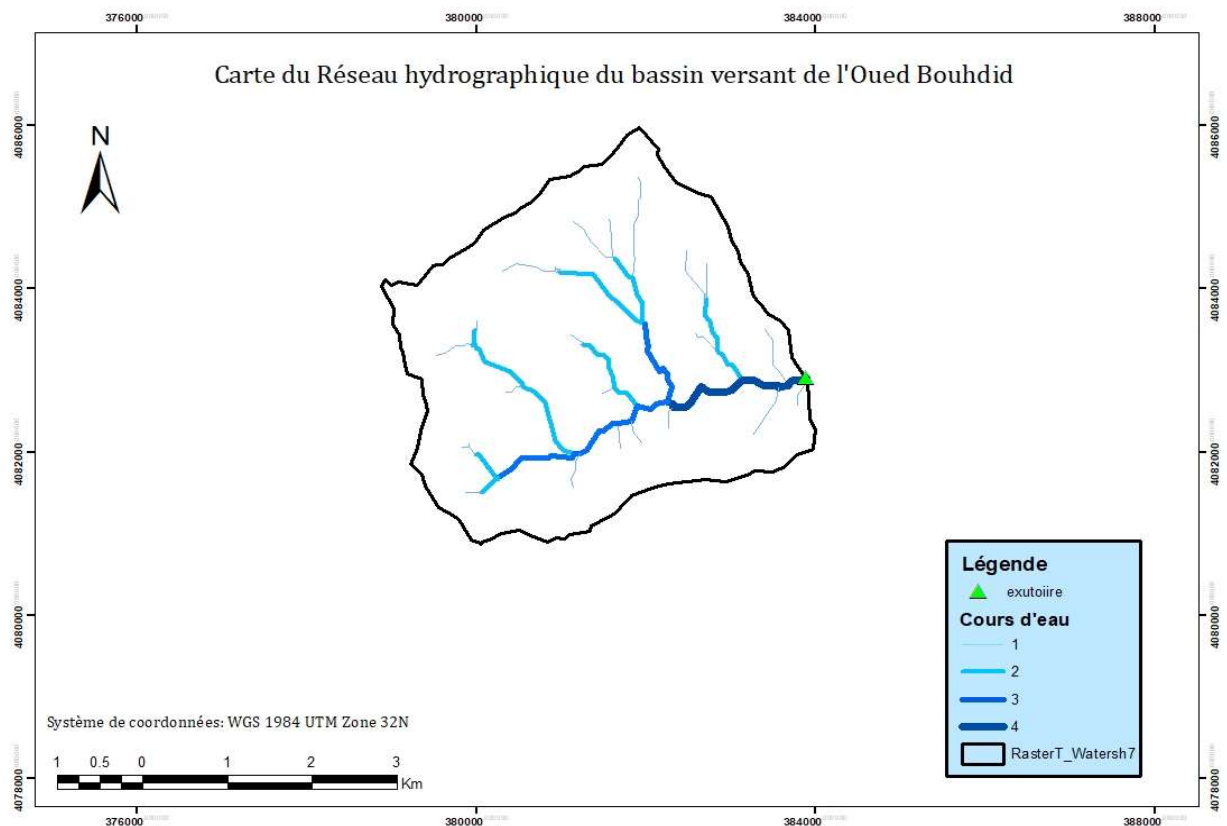


Figure III.3 : Carte du réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Bouhdid

III.3.2 Paramètres hydrographiques

La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres qui sont les suivants :

III.3.2.1 Densité de drainage

Elle représente le nombre de canaux de drainage par unité de surface et offre des informations essentielles sur le réseau hydrographique d'un bassin versant. Cette mesure reflète la dynamique du bassin, une valeur élevée de cette dernière indiquerait la présence d'un réseau hydrographique relativement dense, capable de réagir rapidement à des n'importe quel événement pluvieux. Elle s'exprime en kilomètres par kilomètre carré et peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Avec :

D_d : Densité de drainage en Km/Km².

$\sum_{i=1}^n L_i$: Longueur totale de tous les thalwegs du bassin en Km (extraites de Arcgis).

n : L'ordre le plus élevé dans la classification. ($n=4$)

S : Superficie du bassin en Km².

III.3.2.2 Densité hydrographique des talwegs élémentaires « F »

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_1}{S}$$

Avec :

F : Densité hydrographique ;

N_1 : Nombre de cours d'eau d'ordre 1 (47) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²).

III.3.2.3 Le coefficient de torrentialité

Déterminé à partir de la formule suivante

$$C_t = D_d \times F$$

Avec :

D_d : Densité de drainage ;

F : Densité hydrographique.

III.3.2.4 Le temps de concentration

Le temps de concentration est le plus souvent estimé à l'aide de formules empiriques. En théorie, il est défini comme le temps maximal que met une goutte pour parcourir tout le bassin versant jusqu'à l'exutoire de ce bassin. Dans les modèles hydrologiques, le temps de concentration est souvent compris comme le temps entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement direct. En pratique, c'est une grandeur difficile à évaluer. Il existe plusieurs formules d'usage courant, certaines relativement vieilles comme la formule de Kirpich qui date de 1940 et a été élaborée à la suite des crues qui ont frappé le nord-est des États-Unis en 1936 (Folmar et *al.*, 2007). Ce dernier est estimé par plusieurs formules empiriques. Dans notre travail on a utilisé quatre formules qui se résument comme suit :

1-Formule de Solovsky

Donnée par la formule suivante :

$$T_c = 4 \times \left(\frac{(S_{bv} \times L_{cp})^{0.333}}{\sqrt{I_{bv}}} \right)^{0.75}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

L_{cp} : Longueur du thalweg principal (Km) ;

S_{bv} : Superficie du bassin versant (km²) ;

I_{bv} : Pente du bassin versant (m/km).

2- Formule de Kiprich

$$T_c = 0.0663 \times \frac{L_{cp}^{0.77}}{I_g^{0.385}}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

I_g : Indice de pente globale (%) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (m).

3- Formule de Ventura

$$T_c = 0.1275 \left(\frac{S_{bv}}{I_{bv}} \right)^{0.5}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

I_{bv} : Pente du bassin versant (m/m) ;

S_{bv} : Surface du bassin versant (Km²).

4- Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S_{bv}} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h) ;

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

S_{bv} : Surface du bassin versant (Km²) ;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m) ;

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m).

III.3.2.5 Choix du temps de concentration

Les résultats de calculs du temps de concentration obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.8: Le temps de concentration

Formules utilisées	Temps de concentration en heures
Formule de Solovsky	1.683
Formule de Kiprich	Non applicable
Formule de Ventura	1.179
Formule de Giandotti	1.484

C'est les formules les plus recommandés pour le calcul du temps de concentration dans le nord algérien, la valeur prise est la minimale entre les quatre.

Donc d'après la formule de Ventura : $T_c = 1.179 \approx 1.2$ heures

III.3.2.6 Vitesse de ruissellement

Le ruissellement se réfère à l'écoulement par gravité à la surface du sol, en suivant la pente du terrain.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c}$$

Avec :

V_r : Vitesse de ruissellement (Km/h) ;

L_{cp} : Longueur du thalweg principal (Km) ;

T_c : Temps de concentration (h).

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats du calcul des paramètres hydrographiques.

Tableau III.9: Paramètres hydrographiques de l'Oued Bouhdid.

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Densité de drainage	D_d	Km/m ²	1.56
Densité hydrographique	F	Km ⁻¹	2.893
Coefficient de torrentialité	C_t	/	4.52
Temps de concentration	T_c	Heures	1.180
Vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	4.292

Tableau III.10 : Récapitulatif des résultats de l'étude hydrologique de l'Oued Bouhdid

Désignation	Symbole	Unité	Valuer	
Superficie	S	Km ²	16.248	
Périmètre	P	Km	16.717	
Indice de Compacité de Gravelius	K_c	/	1.17	
Longueur du thalweg principal	L_p	Km	5.065	
Coefficient d'allongement	C_a	/	1.58	
Indice de compacité de Horton	K_h	/	3.21	
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	5.43
	Largeur	L	Km	2.99
Surface du rectangle équivalent	S_r	Km ²	16.236	
Périmètre du rectangle équivalent	P_r	Km	16.84	
Altitudes	Maximale	H_{max}	m	1003
	Moyenne	H_{moy}	m	441
	Minimale	H_{min}	m	42
	Médiane 5%	$H_{5\%}$	m	830
	Médiane 50%	$H_{50\%}$	m	420
	Médiane 95%	$H_{95\%}$	m	110
Pente du bassin versant	I_{BV}	m/km	189.733	
Pente moyenne du bassin versant	I_m	m/km	439.041	

Indice de pente de roche	I_p	%	0.553
Indice de pente moyenne	I_{pm}	m/km	179.980
Indice de pente globale	I_g	m/km	132.597
Dénivelée spécifique	D_s	m	534.363
Nombre des talwegs d'ordre 1	$\sum N_1$	/	47
Densité de drainage	D_d	Km/m ²	1.56
Densité hydrographique	F	Km ⁻¹	2.893
Coefficient de torrentialité	C_t	/	4.52
Temps de concentration	T_c	Heures	1.180
Vitesse d'infiltration	V_r	Km/h	4.292

III.4 Etudes des crues

L'analyse fréquentielle en hydrologie représente une approche statistique de prédiction qui se fonde sur des calculs probabilistes en se servant de l'historique des événements pour anticiper les fréquences d'apparition à venir. Lorsqu'il s'agit de déterminer les crues, la préférence est donnée aux observations hydrométriques, si elles sont disponibles dans le bassin versant spécifique du site d'étude, ou à défaut, en recourant à des analogies avec un bassin voisin. En l'absence de telles données, des modèles et des formules empiriques fondés sur les données de pluviométrie peuvent être employés, ces modèles étant sensibles aux précipitations et aux déficits hydriques. L'évaluation du débit de crue fréquentielle pour le bassin versant s'effectue selon deux méthodes principales : l'utilisation de la série d'observations provenant de la station hydrométrique ou l'application de la méthode GRADEX.

III.4.1 Analyse fréquentielle des crues maximales annuelles avec la station hydrométrique MIREBECK

L'analyse fréquentielle en hydrologie consiste à utiliser des méthodes statistiques qui se basent sur des calculs probabilistes en se servant des données historiques des événements pour anticiper leur probabilité d'occurrence à l'avenir. Cette approche permet d'évaluer les quantiles pour différentes périodes de retour, notamment 5, 10, 20, 50, 100 et 1000 ans, après avoir examiné plusieurs distributions de probabilité telles que la loi de Gumbel et la loi log-normale.

Pour assurer l'analyse fréquentielle on a élaboré l'ajustement de la série des débits maximales de la série hydrométrique de la station MIREBECK d'Oued Seybousse en utilisant deux modèles fréquents, l'un se basant sur la loi de Galton (Log Normale), l'autre fondé sur la loi de Gumbel.

III.4.1.1 Présentation de la station hydrométrique

Vu qu'on n'a pas de station hydrométrique au niveau de notre zone d'étude, alors on s'oriente vers une station voisine (tableau III.11) pour établir les ajustements afin de déterminer le débit décennal.

Tableau III.11 : Caractéristiques de la station hydrométrique « MIREBECK »

Bassin	Station	Code	Superficie du BV (Km^2)	Observation
Oued Seybousse	MIREBECK	140601	1060	A l'arrêt depuis 2005

Tableau III.12 : Série des débits maximaux annuels prise par la station 140601

Année	$Q_{max}(m^3/s)$	Année	$Q_{max}(m^3/s)$
1968	45.26	1982	208.16
1969	98.00	1984	278.00
1970	385.12	1985	118.70
1971	480.00	1986	675.00
1972	341.80	1987	15.28
1973	76.69	1988	114.60
1974	634.34	1989	122.50
1975	162	1990	677.30
1976	780.6	1991	410.60
1977	173.2	1992	613.00
1978	760.6	1993	225.40
1979	101	1994	331.00
1980	409.80	/	/

III.4.1.2 Ajustements

a- Ajustement de la série à la loi de Gumbel

La loi de Gumbel est fréquemment employée pour décrire la distribution des valeurs extrêmes. En effet la loi double exponentielle est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n observations. Cette loi trouve une application pertinente dans la caractérisation des maxima annuels, puisque le maximum annuel d'une variable est généralement considéré comme le plus grand parmi les 365 valeurs quotidiennes, ce qui justifie l'utilisation de cette loi pour modéliser les séries de maxima annuels.

La forme de la fonction de répartition est la suivante :

$$F(x) = e^{-e^{\frac{(x-\beta)}{\alpha}}}$$

La variable réduite u de Gumbel est définie par :

$$u = \frac{x - \beta}{\alpha}$$

D'où :

$$F(x) = e^{-e^{-u}}$$

Où α et β sont les paramètres de la loi. Le paramètre α est un paramètre caractéristique de la dispersion. On démontre que β est le mode (la valeur la plus probable).

L'estimation des paramètres peut être calculée par la méthode des moments

$$\alpha = 0.78. s$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45. s$$

Avec :

S : L'écart type de l'échantillon ;

\bar{x} : La moyenne de l'échantillon.

La variable réduite u de Gumbel se calcule par :

$$u = -\log(-\log(F(x)))$$

$F(x)$: la probabilité au non dépassements.

L'équation de fréquence de la loi de Gumbel s'écrit :

$$x_T = \bar{x} + k_T. s$$

Si la taille de l'échantillon est supérieure à 100, on peut démontrer qu'en remplaçant α et β par leur valeur dans l'équation de fréquence que :

$$k_T = -0.45 - 0.78. \log \left[-\log \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]$$

Pour un échantillon de moins de 100 observations, le facteur k_T est déterminé en se référant à des valeurs préexistantes dans des tables en fonction de la taille de l'échantillon.

L'ajustement a été établi à l'aide du logiciel HYFRON, le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus :

Tableau III.13: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Débit max journalier (m^3/s)	Ecart Type	Intervalle de Confiance
10000	0.9999	1960	370	1230 - 2680
1000	0.999	1520	280	975 - 2070
100	0.99	1090	190	716 - 1460
50	0.98	957	163	637 - 1280
20	0.95	781	128	531 - 1030
10	0.9	645	101	447 - 843
5	0.8	504	74.8	357 - 650

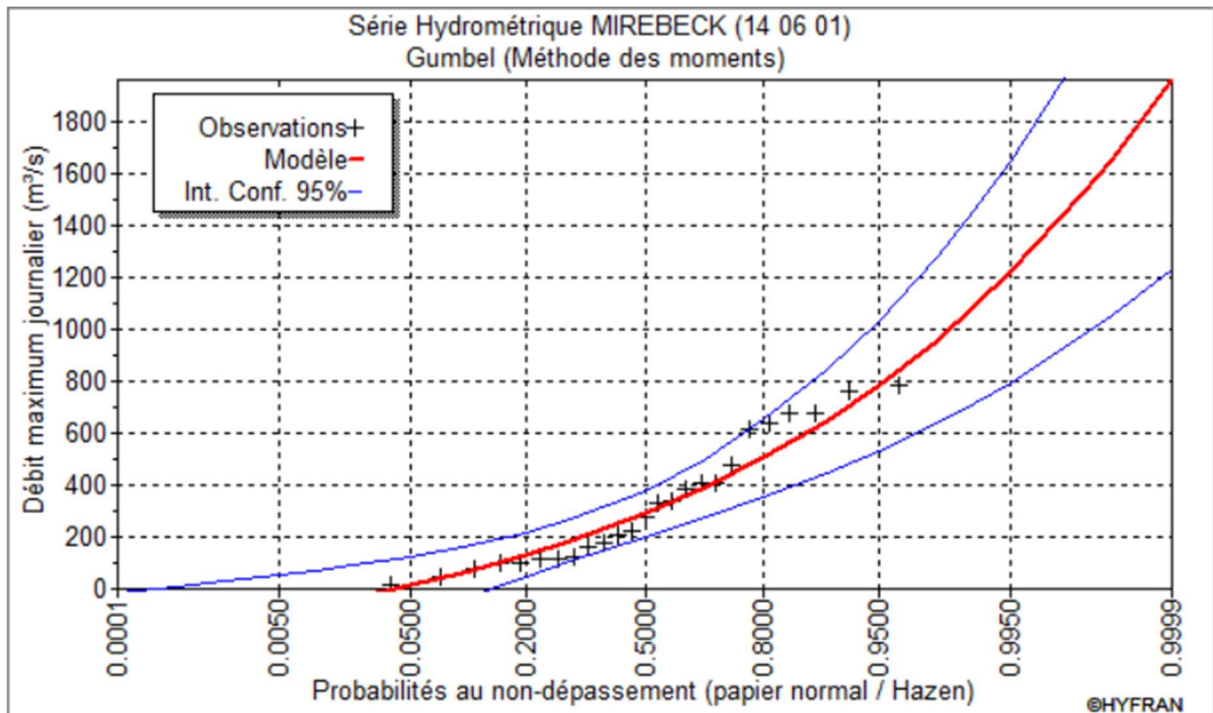


Figure III.4 : Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel

Tableau III.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	15.3
Maximum	Aucun	781
Moyenne	330	330

Ecart-Type	242	242
Médiane	290	278
Coefficient de variation (Cv)	0.734	0.734
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.565
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	1.8

b- Ajustement de la série avec la loi Log Normale (loi de Gulton)

Une variable aléatoire X est considérée comme ayant une distribution log-normale lorsque sa variable transformée $Y = \ln X$ suit une distribution normale. La loi de Galton découle de la distribution normale, mais elle devient asymétrique suite à un changement de variable. Sa fonction de répartition est exprimée comme suit :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad (\text{Fréquence au non dépassement})$$

Avec la valeur réduite u qui est donnée par : $u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$

L'équation de la variable réduite est formulée comme suit : $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$

Cette équation prend la forme d'une droite lorsqu'elle est représentée sur un graphique gaussien-logarithmique, avec l'axe des abscisses représentant l'échelle gaussienne et l'axe des ordonnées représentant l'échelle logarithmique.

Le processus d'ajustement comprend les étapes suivantes :

1. Tri des valeurs par ordre croissant ;
2. Calcul de la fréquence expérimentale ;
3. Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale : \bar{x} et σ ;
4. Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en logarithmique : $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$;
5. Représentation des valeurs sur un graphique gaussien-logarithmique ;
6. Détermination de la droite de Galton, $\ln x_p \% = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$

Où $x_p \%$ représente la précipitation probable à P%.

$\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique des logarithmes des précipitations observées.

σ_{\ln} : La variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique, dont la formule est la suivante : [formule de la variance].

$$\delta \ln X = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} [\ln(X_i) - \overline{\ln(X)}]^2} \quad \text{Si } N < 30$$

$$\delta \ln X = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} [\ln(X_i) + \overline{\ln(X)}]^2} \quad \text{Si } N \geq 30$$

Le logiciel HYFRAN a été utilisé pour ajuster la série de données à la distribution log-normale, et les conclusions de cet ajustement sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Résultats d’ajustement à la loi Log Normale.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Débit max jour (/s)	Ecart Type	Intervalle de Confiance
10000	0.9999	8920	5020	N/D
1000	0.999	4810	2310	N/D
100	0.99	2270	872	561 - 3980
50	0.98	1740	611	540 - 2930
20	0.95	1160	355	467 - 1860
10	0.9	813	218	386 - 1240
5	0.8	527	121	290 - 765

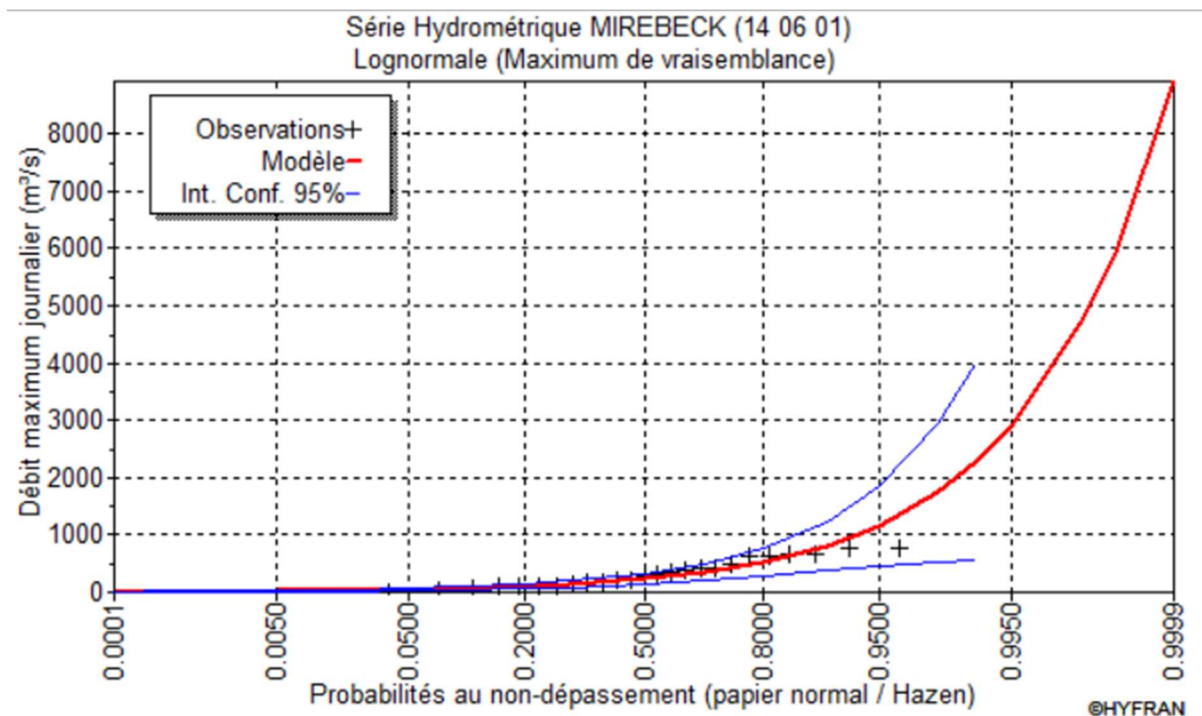


Figure III.5 : Graphique d’ajustement à la loi de Gulton

Tableau III.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi Log Normale et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	15.3
Maximum	Aucun	781
Moyenne	374	330
Ecart-Type	477	242
Médiane	231	278
Coefficient de variation (Cv)	1.28	0.734
Coefficient d'asymétrie (Cs)	5.9	0.565
Coefficient d'aplatissement (Ck)	102	1.8

c- Choix de la loi d'ajustement

Des divergences subsistent entre les fréquences expérimentales des valeurs observées et les fréquences calculées à partir de diverses fonctions de répartition. Bien que l'ajustement graphique soit la première étape, il s'avère insuffisant pour parvenir à un choix définitif concernant la loi théorique appropriée. Le test statistique d'adéquation consiste à évaluer la concordance de plusieurs lois afin de sélectionner celle qui offre le meilleur ajustement, même si ce dernier n'est pas parfait. Les méthodes d'évaluation les plus couramment utilisées pour ce faire sont le test du χ^2 et le test de Kolmogorov-Smirnov.

- **Ajustement graphique visuel**

Les figures 5 et 6 affichent les graphiques des résultats obtenus, illustrant les probabilités empiriques et théoriques des distributions Gumbel et Log-Normale générées à l'aide du logiciel Hyfran. Sur un plan visuel, il n'est pas possible de déterminer clairement lequel des ajustements est le plus approprié, ce qui justifie la nécessité d'effectuer une analyse statistique pour faire un choix éclairé.

- **Analyse des critères statistiques : Le test d'adéquation de khi carré (χ^2)**

L'objectif principal d'un test d'adéquation (ou test d'ajustement) est de vérifier si le modèle choisi est en cohérence avec les données. Plus précisément, il s'agit de mettre en place une procédure de test visant à évaluer si l'hypothèse selon laquelle les observations proviennent d'une distribution particulière est valide. Le test le plus couramment utilisé à cet effet est le test du khi carré (χ^2).

Le test de khi carré (χ^2) est généralement réalisé avec un seuil de signification α fixé à 5%, et il utilise un degré de liberté $\gamma = k - 1 - m$, où k représente le nombre de classes et m le nombre de paramètres de la distribution. (Touaibia, 2015).

La variable aléatoire χ^2 , dont la distribution a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante : [expression de la variable aléatoire χ^2].

La distribution de la variable aléatoire χ^2 a été examinée par Pearson, et elle est caractérisée par l'expression suivante :

$$\chi^2_{\text{calculé}} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i}$$

Avec :

n_i : Nombre d'observation contenue dans la classe i ;

μ_i : Nombre d'observation théorique calculée dans la classe i .

NB : Ce test n'est significatif que si $\mu_i \geq 5$.

$\chi^2_{\text{calculé}}$, tiré à partir de HYFRAN est comparé à une valeur tabulée ou théorique, $\chi^2_{\text{tabulé}}$

en fonction du nombre de degré de liberté γ et du seuil de signification α imposé en général à 5%.

NB : le $\chi^2_{\text{tabulé}}$ est extrait de la table de khi carré en projetant le seuil de signification α et le degré de liberté γ se trouvant dans l'annexe A.

Si $\chi^2_{\text{calculé}} > \chi^2_{\text{tabulé}}$: On rejette l'hypothèse ainsi la loi n'est pas retenue.

Si $\chi^2_{\text{calculé}} \leq \chi^2_{\text{tabulé}}$: La loi d'ajustement sera retenue.

Les résultats obtenus par le test de khi carré ont été générés à partir du logiciel HYFRAN et sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.17 : Résultats du test de khi carré obtenus par HYFRAN.

Loi de distribution	Degré de liberté	Nombre de classe	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{tabulé}}$
Gumbel	4	7	9.49	10
Log Normale	4	7	9.49	2.72

Donc : En se basant sur les résultats issus du test du khi carré et de l'ajustement, il est possible de conclure que la série des débits maximums annuels s'ajuste convenablement à une distribution de type Log Normale.

Et pour conclure, le débit décennal a été déterminé comme suit :

$$\text{On a : } \frac{Q_{10\text{ans}}}{Q_{BV \text{ Seybousse}}} = \frac{Q_{10\text{ans}}}{Q_{BV \text{ Bouhdid}}} \Rightarrow \frac{813}{16.248}$$

$$\text{Donc : } Q_{10\text{ans}} = 12.4619 \approx 12.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.4.2 Détermination des débits maximum fréquents par la méthode de GRADEX

III.4.2.1 Description de la méthode

Le modèle probabiliste Gradex permet d'évaluer les risques de crues extrêmes ainsi que l'extrapolation à différentes périodes de retour. (Zeroual et Meddi, 2018)

La méthode du Gradex est considérée comme étant une approche probabiliste relative au calcul de débits de crues extrêmes d'un oued pour des périodes de retour variant de 100 à 10000 ans, elle a été développée par Guillot et Duband (1967). La répartition homogène des pluies dans le bassin et la superficie du bassin doit être inférieure à 5000 km² se sont les deux conditions qui doivent être vérifiées. (Guillot, 1980).

Cette approche est spécifiquement conçue pour les bassins versants de taille moyenne, d'une superficie inférieure à 5000 km², caractérisés par des sols relativement imperméables. Elle est particulièrement adaptée aux régions à climat tempéré.

III.4.2.2 Principe de la méthode

Le principe de la méthode est que le comportement de la loi de probabilité des débits maximum devenu asymptotique au comportement des pluies maximale journalière à partir de la crue du période de retour décennal (Guillot, 1980). Ce principe est appuyé sur la tendance de stabilisation de la capacité de rétention (devenir constante) des bassins-versants à partir de débit décennal (Guillot & Duband, 1967).

Autrement dit, la méthode repose sur l'idée que la distribution des débits suit une droite parallèle à celle des précipitations à partir d'un seuil, qui correspond à la période de retour de 10ans.

Le Gradex, un paramètre essentiel connu sous le nom de gradient des valeurs extrêmes, offre une méthode cohérente et plausible pour calculer de manière fiable les précipitations locales ou régionales intenses en utilisant une approche basée sur la fréquence. Cette approche repose principalement sur l'écart type des fortes précipitations, symbolisé par P_{jmax}, et demeure invariable sur le plan climatologique, tout en étant dépendante de la situation géographique locale.

III.4.2.3 Les étapes de la méthode

- Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base de l'hydrogramme de crue).
- Ajustement par la loi de Gumbel les pluies maximales journalières.
- Calcul du Gradex des précipitations a (pente de la droite de Gumbel).

$$P\% = a\mu\% + b$$

Avec :

μ : Variable réduite de Gumbel ;

a : Pente de la droite (le Gradex).

- Ajustement de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :
- Extrapoler la distribution des débits au-delà de $f=0.9$ ($T=10$ ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

$$Q_{U\%} = a\mu + b'$$

Où :

a : Le Gradex de la pluie ;

μ : Variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(f))$) et $F = \frac{1}{1-T}$

Pour $T=10$ ans : $b' = Q_{10ans} - a \cdot \mu$

Tracer la droite de l'équation $b' = Q_{10ans} - a \cdot \mu$ sur le même graphe que l'ajustement des P_{jmax} . Ensuite tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Puis Exprimer ces débits en m^3/s par la formule :

$$Q(m^3/s) = \frac{Q(mm) \times S(Km^2)}{3.6 \times n(h)}$$

- Calcul des débits de pointe :
 - Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport P (Coefficient de pointe)

$$= \frac{Q_{max}}{Q_{moy}}$$
 - Et donc $Q_p(m^3/s) = Q_p(m^3/s) \times P$

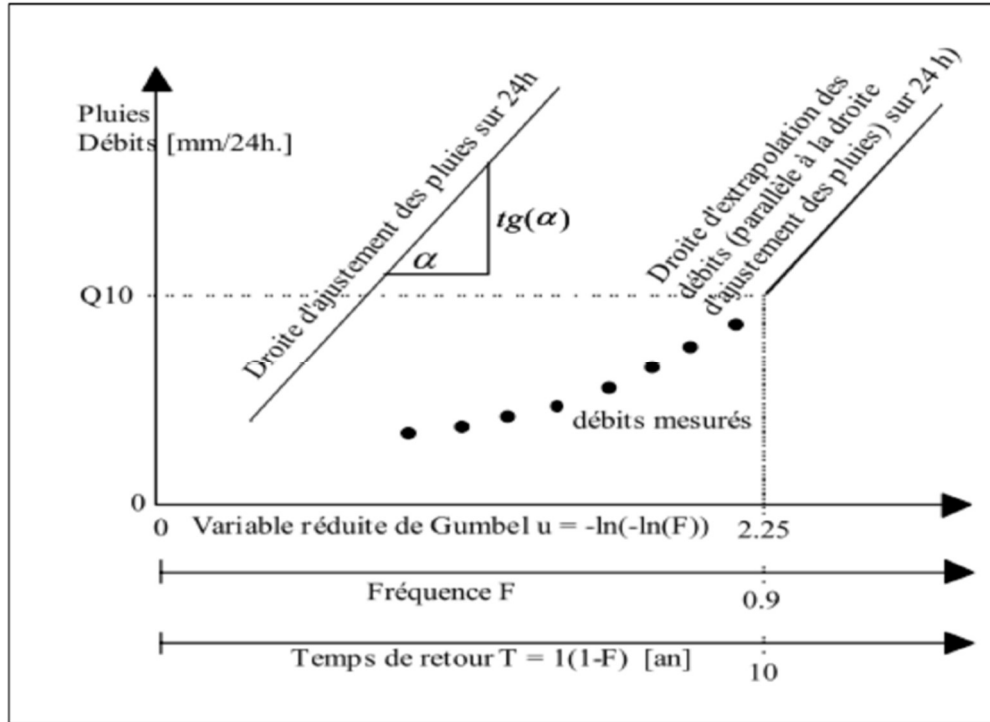


Figure III.6 : Graphe représentant l’ajustement graphique pour les pluies et droite d’extrapolation pour les débits (Laborde, 2000).

III.4.2.4 Application

La station pluviométrique de Pont Bouchet (14 06 31) est exploitée afin d’appliquer la méthode de GRADEX sur la série des P_{jmax} .

- Ajustement de la série pluviométrique (P_{jmax}) de la station de Pont Bouchet (14 06 31) à la loi de Gumbel en utilisant le logiciel HYFRAN :

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	249	36.5	177 - 320
2000.0	0.9995	213	30.2	154 - 272
1000.0	0.9990	198	27.6	144 - 252
200.0	0.9950	162	21.4	121 - 204
100.0	0.9900	147	18.7	110 - 184
50.0	0.9800	132	16.1	100 - 163
20.0	0.9500	111	12.6	86.6 - 136
10.0	0.9000	95.5	9.96	75.9 - 115
5.0	0.8000	79.0	7.37	64.5 - 93.4
3.0	0.6667	65.8	5.56	54.9 - 76.7
2.0	0.5000	54.0	4.38	45.4 - 62.6
1.4286	0.3000	41.9	4.02	34.0 - 49.8

q = Probabilité au non-dépassement

Paramètres estimés:
 u : 45.9606
 alpha : 21.9962

Niveau de confiance : 95 %

Autre période de retour : f.d.p.

Figure III.7 : Résultats d’ajustement de la série pluviométrique de la station de Pont Bouchet (Source : Logiciel Hyfran)

- Détermination du GRADEX : d'après le logiciel l'HYFRAN l'équation de la droite de Gumbel est : $21.9962\mu + 45.9606$ / Le Gradex est donc : $a= 21.996$
- Choix du pas de temps : Après l'examen des enregistrements de la crue de la station de Pont Bouchet (140631), on a estimé le temps de base à $n=24h$. Le temps de base de la crue dans le bassin Algérois varie entre 16 et 38 heures.
- L'ajustement de la série des débits maximaux annuels de la station de Pont Bouchet à la loi de Gumbel nous a donné un débit décennal de : $Q_{10ans} = 67 m^3/s$ (trouvé par analogie avec la station hydrométrique Mirebek).
- Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R_{10ans} = \frac{Q_{10ans} \times 3.6 \times n}{S_{bv\ bouhdid}}$$

Donc :

$$R_{10ans} = \frac{12.462 \times 3.6 \times 24}{16.248} = 52.575 mm/24h$$

➡ $R_{10ans} = 52.58 mm/24h$

- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie : $Q_{10ans} = a\mu + b'$ ➡ $b' = Q_{10ans} - a\mu$
Avec : $\mu = -\ln(-\ln(f)) = -\ln\left(-\ln\left(\frac{1}{1-10}\right)\right)$ ➡ $\mu = 2.25$
Donc : $b' = 3.084$
Par conséquent : $Q_{10ans} = 21.996 \mu + 3.084$
- On trace cette équation sur le même graphique que celui de l'ajustement des P_{jmax} , et pour chaque période de retour on tire le débit correspondant en (mm) et on les exprime par la formule (déjà cité).

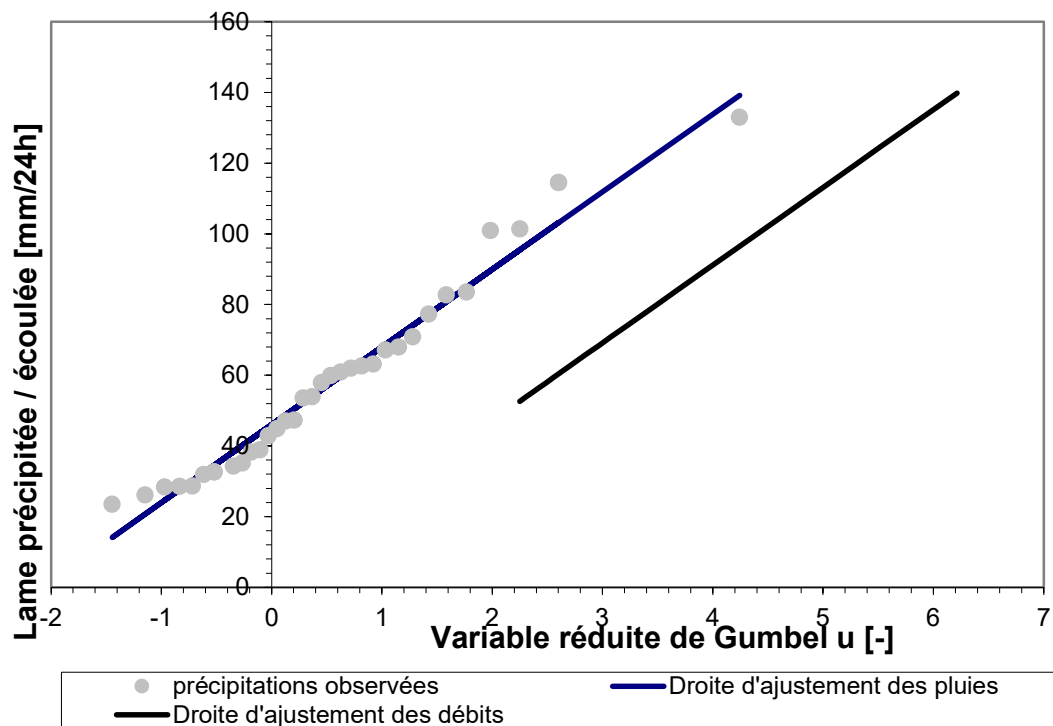


Figure III.8 : Graphe de l’ajustement des pluies et la droite d’extrapolation des débits.

Tableau III.18 : Résultats de l’ajustement pour différentes périodes de retours.

Temps de retour (ans)	Fréquence empirique selon Hazen(-)	Variable réduite de Gumbel (-)	Précipitations estimées (mm/24h)	Débits moyen extrapolés (mm/24h)	Débits moyen extrapolés (m ³ /s)	Débits de pointe extrapolés (m ³ /s)
10	0.900	2.25	95.5	66.5	13	38
20	0.950	2.97	111.3	82.3	15	46
50	0.980	3.90	131.8	102.8	19	67
100	0.990	4.60	147.1	118.2	22	95
1000	0.999	6.91	197.9	168.9	32	104
10000	0.9999	9.21	248.6	219.6	41	124

Conclusion : on constate que l’application de la méthode de Gradex sur la station de Pont Bouchet donne un débit centennale supérieur à celui calculé par analogie avec la station de Mirebek.

III.4.3 Hydrogramme de crue

C’est une courbe représentant l’évolution des débits en fonction du temps pendant la crue, il permet d’estimer quelques caractéristiques relatives à la crue telle que, la forme, le volume, temps de montée et temps de base, pour le tracé de l’hydrogramme, on utilise la méthode de SOKOLOVSKY (Touaibia, 2005). Cette approche implique de tracer une courbe en utilisant

deux équations paraboliques distinctes, l'une pour modéliser l'augmentation du niveau de crue (montée de la crue) et l'autre pour décrire la diminution subséquente du niveau de l'eau (décrue).

- Pour la montée de la crue :

$$Q(t)_m = Q_{max} \left(\frac{t}{T_c}\right)^n$$

- Pour la décrue :

$$Q(t)_d = Q_{max} \left[\frac{(T_b - t)}{T_d}\right]^m$$

On a : $T_b = T_d + T_m$

Avec :

Q_{max} : Débit maximum de fréquence donnée (m³/s) ;

$Q(t)$: Débit instantané au moment (t) (m³/s) ;

T_m, T_d : Temps de montée et de décrue (h) ;

m, n : Puissance des paraboles pour les bassins de petites gabarits (m=3, n=2).

T_b : Temps de base de la crue (h).

Pour les crues d'averses, c'est-à-dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

Tableau III.19 : Valeur du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméable.	2,0 - 2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0 - 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4.0 - 7.0

$T_c = T_m$, avec T_c le temps de concentration du bassin versant (h).

$T_d = \delta \times T_m$, où δ : c'est le coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

On prend $\delta = 2$

Donc :

$$T_m = 1.2$$

$$T_d = 2 \times 1.2 = 2.4h$$

Tableau III.20 : Valeurs des débits de crue en fonction du temps

T (heures)	Périodes de retour	Périodes de retour	Période de retour	Période de retour
	10	100	1000	10000
	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
0.2	1.06	1.86	2.64	3.44
0.4	4.22	7.44	10.56	13.78
0.6	9.5	16.75	23.75	31.00
0.8	16.89	29.778	42.22	55.11
1	26.39	46.528	65.97	86.11
1.2	38.00	67.00	95.00	124.00
1.4	29.27	51.607	51.61	95.51
1.6	21.99	38.77	38.77	71.76
1.8	16.03	28.27	28.27	52.31

2	11.26	19.85	19.85	36.74
2.2	7.54	13.30	13.30	24.61
2.4	4.75	8.38	8.38	15.5
2.6	2.75	4.85	4.85	8.97
2.8	1.41	2.48	2.48	4.59
3	0.59	1.05	1.05	1.94
3.2	0.18	0.31	0.31	0.57
3.4	0.02	0.04	0.04	0.07
3.6	0.00	0.00	0.00	0.00

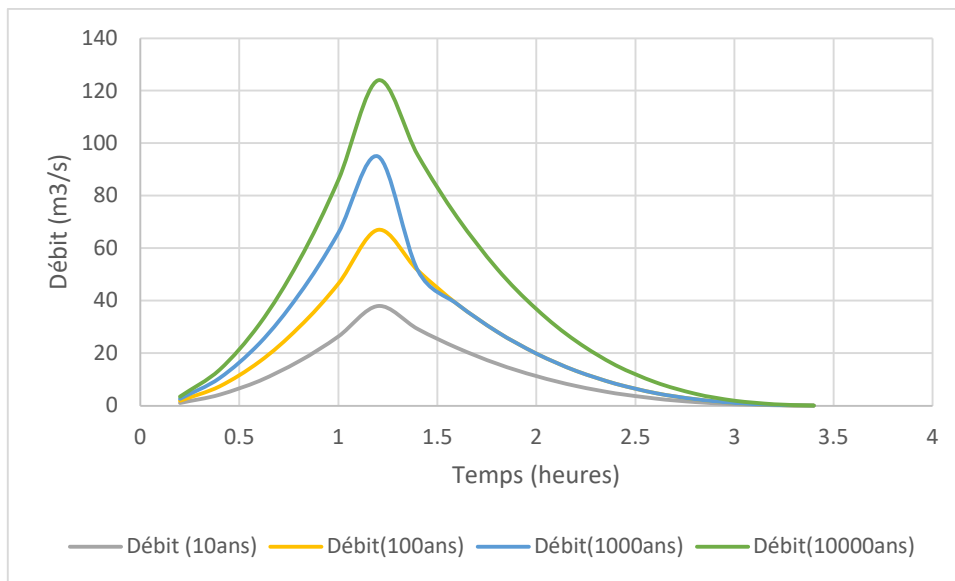


Figure III.9 : Hydrogramme de crue de la zone d'études pour différentes périodes de retour par la méthode de Solovskiy

III.4.4 Choix de la crue du projet

Tableau III.21 : Crues de projet recommandées

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : Pert de vie, dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Important : pas de pertes de vies, dommages Importants	1/1000 à 1/100

Pour conclure :

- Puisqu'il s'agit d'un aménagement (barrage) conçu afin de protéger la ville de Annaba contre les inondations donc on opte pour une période de retour de 100ans
- On constate que la méthode de Gradex appliquée sur la station pluviométrique de Pont Bouchet donne un débit supérieur à celui trouvé par analogie avec la station hydrométrique de Mirebek.

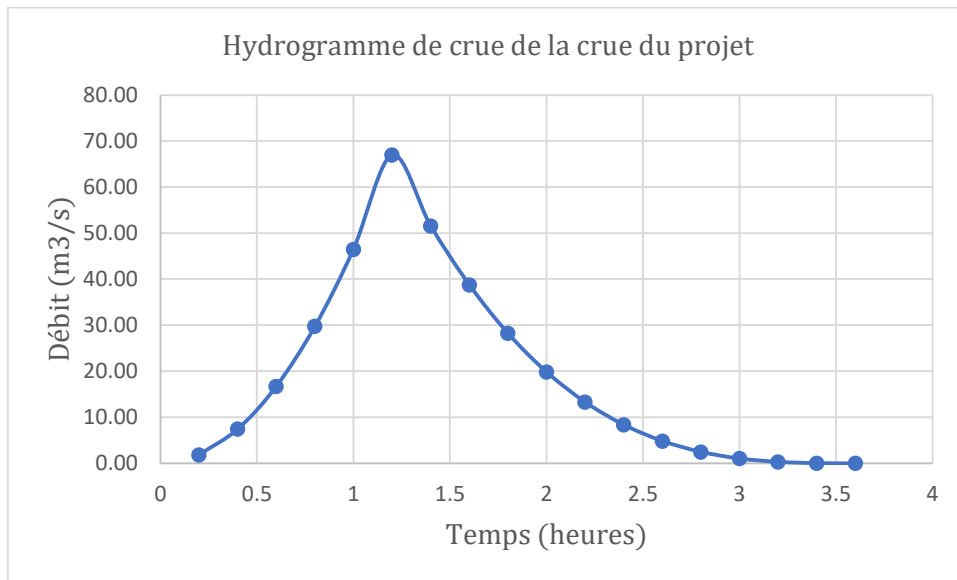


Figure III.10 : Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 100ans.

III.5 Synthèse :

Au terme de ce chapitre consacré aux différents calculs pour déterminer les caractéristiques du bassin versant qui exercent une influence sur le cours d'eau, et l'estimation du débit de crue centennal ou millénaire, on constate que :

- Les débits maximums annuels suivent une distribution conforme à la loi Log Normal.
- Le débit de crue optimal est évalué à 67 mètres cubes par seconde.

Ces deux estimations sont essentielles pour la l'aménagement adapté aux conditions de l'Oued.

Chapitre VI

Etude de régularisation et de laminage des crue

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre, on cherche à déterminer le volume mort du barrage, la capacité optimum de stockage, le niveau normal du barrage et son niveau normal à la côte du déversoir, le débit laminé ainsi que la charge déversée, sans tenir compte de l'estimation des pertes d'eau dues à l'infiltration et à l'évaporation car elles ne présentent pas d'intérêt dans le cadre de ce projet.

IV.2 Evaluation des apports liquides

Tableau IV.1 : Les apports liquides.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Août
A(hm ³)	0.10	0.26	0.35	0.35	0.32	0.25	0.25	0.19	0.12	0.05	0.01	0.03

- Les apports annuels sur l'Oued Bouhdid sont estimés à 2.28hm³

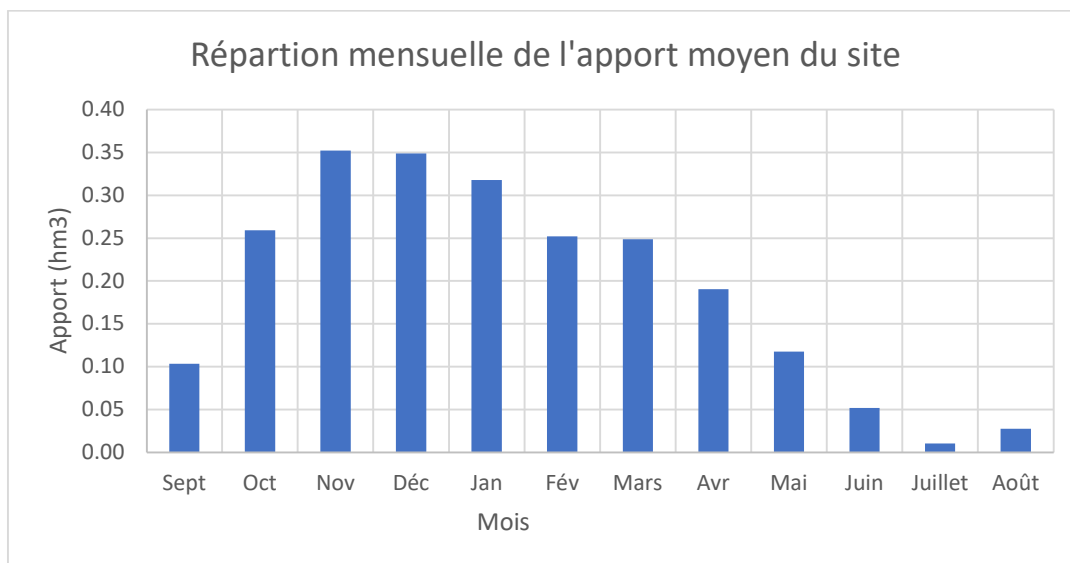


Figure IV.1 : Répartition de l'apport moyen du site

IV.3 Caractéristiques de l'écoulement

IV.3.1 Module de l'écoulement

Il est donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel.

T : temps d'une année en seconde.

Donc : $M_e = 72.2981/s$

IV.3.2 Module de l'écoulement relatif

Donné par l'équation suivante :

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{bvsite}}$$

Donc : $M_e = 4.45 \text{ l/s/ km}^2$

IV.3.3 Lame d'eau annuelle ruisselée

Elle est déduite par la formule de Samie :

$$Q = P^2(293 - 2.2A^{0.5}) \text{ où}$$

Q : est le débit annuel [mm] ;

P : est la pluie annuelle [m] ;

A : est la superficie du bassin versant [Km^2].

Le total annuel représente environ 734mm.

Donc $Q = 153\text{mm}$

IV.3.4 Apport solide dans la retenue

IV.3.4.1 La dégradation ou l'érosion spécifique

Elle estimée par la formule de Tixeront (1960) pour l'est du pays :

$$A_s = 92R^{0.21}$$

Dont :

A_s : est l'érosion spécifique ($\text{t/Km}^2/\text{an}$)

R : est le ruissellement annuel (mm)

Donc sur l'oued Bouhdid vu du barrage, la dégradation est alors estimée à 265 $\text{t/km}^2/\text{an}$. En considérant une densité des sédiments de 1.3 à 1.6 t/m^3 , les apports solides annuels sont compris entre 2500 et 3000 m^3/an en moyenne.

Une partie des sédiments transportés vers la retenue traverse cet espace, tandis qu'une autre partie s'accumule. On peut présumer que le transport par charriage constitue entre 10 % et 30 % de la quantité totale de sédiments apportés, et que la totalité de ces sédiments par charriage se dépose dans la retenue. Les sédiments solides transportés en suspension dans la retenue sont principalement issus de la dégradation du gneiss, qui contient principalement du sable.

Compte tenu de la compacité de la retenue, on peut supposer qu'entre 10 % et 35 % des sédiments solides en suspension s'écoulent en aval du barrage. Dans ces conditions, les volumes moyens annuels de sédiments accumulés dans le barrage varient entre 1700 mètres cubes et 2800 mètres cubes par an.

IV.4 Estimation du volume mort

Le calcul du volume mort se base sur la formule suivante :

$$Vm = \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s}$$

Avec :

- E_s : Erosion(t/km²/an)
- S : surface du bassin versant (km²)
- T : temps d'exploitation (10ans, 50ans)
- γ_s : poids spécifique des sédiments (1.3 à 1.6 tonne/m³)

En ce qui concerne l'évacuation des sédiments de la retenue, voici les estimations pour différentes fréquences :

- Pour une fréquence d'évacuation de 50 ans, le volume mort peut être estimé à environ 100 000 mètres cubes, avec une fourchette de 80 000 à 140 000 mètres cubes.
- Pour une fréquence d'évacuation de 10 ans, le volume mort peut être estimé entre 20 000 mètres cubes, avec une fourchette de 15 000 à 30 000 mètres cubes.

IV.5 Gestion des sédiments par une plage de déposition

Le projet envisage la mise en œuvre d'un lac d'agrément de l'ordre de l'hectare et de quelques dizaines de milliers m³ d'eau. Que l'on considère une période d'accumulation de 10 ou 50 ans, les apports solides déposés dans la retenue rempliront rapidement ce lac d'agrément.

Pour résoudre ce problème et exploiter pleinement le site, nous recommandons l'aménagement d'une zone de dépôt des matériaux en amont du lac d'agrément. Cette zone de dépôt sera accessible afin de permettre l'extraction du matériel.

En évaluant approximativement les proportions de matériaux charriés, transportés par suspension et déposés ou en transit (voir Figure IV.2), nous pouvons estimer les volumes de sédiments accumulés à la fois dans la zone de dépôt et dans le lac d'agrément.

Matériel	Plage de dépôt	Lac d'agrément
Charrié	30%	2%
Charrié déposé	95	100
Charrié transitant	5	0
En suspension	70%	60%
Suspension déposé	15%	50%
Suspension transitant	85%	50%

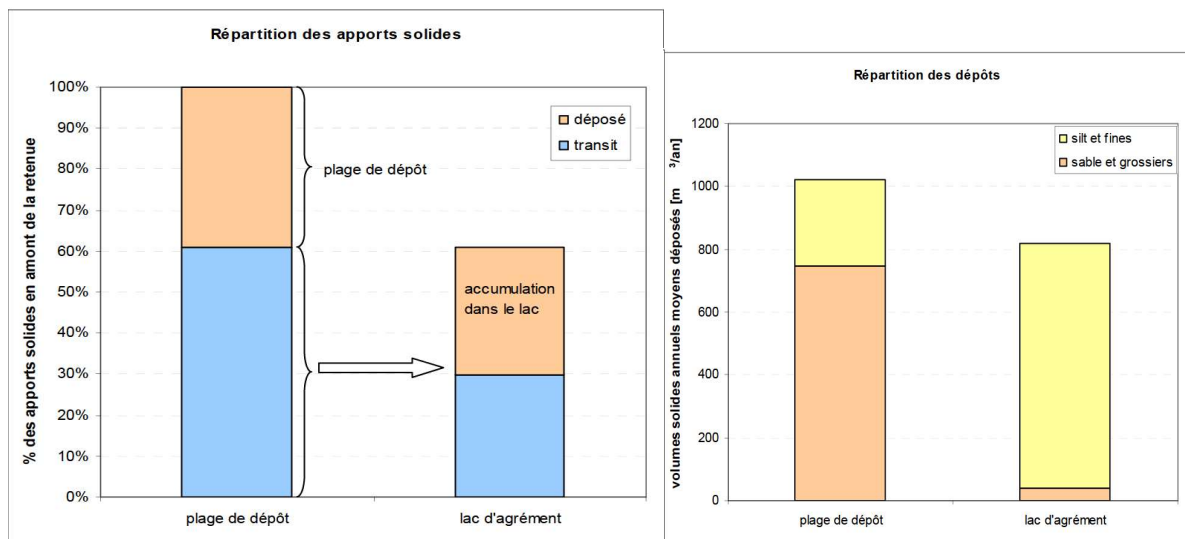


Figure IV.2 : Répartition des apports solides et des dépôts entre la plage de dépôt et le lac d'agrément par rapport aux apports amont

Sur la base de ces hypothèses, les volumes moyens déposés dans :

- la plage de dépôt sont évalués à 1-2 000 m³/an avec une fraction de sables et grossiers dominantes.
- le lac d'agrément sont évalués à 800-1 500 m³/an, avec une fraction de fines dominantes

Le comblement du lac d'agrément peut être effectif suite à un événement majeur. En effet, si l'on considère une concentration en solide en suspension de 3g/s lors d'une crue majeure et que l'on suppose que 50% des sédiments se déposent, alors le volume accumulé lors de cet événement atteint de l'ordre de 12 000m³ pour une crue centennale, soit 25% du volume du lac d'agrément. Ainsi un événement extrême peut partiellement combler en sédiments le plan d'eau d'agrément.

Le mode de gestion qui en découle pourra être :

- Un prélèvement régulier des matériaux déposés dans la plage de dépôt
- Un curage régulier tous les 10 ans et après chaque événement majeur du lac d'agrément

Dans ce cas le volume mort lié aux sédiments peut être rendu négligeable dans la mesure où la plage de dépôt serait curée régulièrement (battement de quelques milliers de m³) et les volumes déposés dans le lac d'agrément comble une tranche d'eau ne participant pas au laminage.

IV.6 Etude de régularisation

La retenue du barrage sur l'oued Bouhdid régularisera les apports de l'oued dans le but de la satisfaction des besoins en eau afin d'assurer la dépollution des plages du littoral et l'assainissement de la zone côtière de la ville d'Annaba.

Dans la présente étude, les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de l'apport à 80% ;
- La répartition mensuelle des besoins en eau ;

Après avoir établi la régularisation sans perte le volume utile est estimé à 535 757m³.

IV.7 Courbe hauteur surface volume

Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à partir de la coupe transversale de l'évacuateur de crue et le levé topographique de la cuvette. Si on suppose que la cuvette est comprise entre une côte minimale de 50m et une côte maximale de 72.5m.

$$V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \times \Delta h_n$$

Avec : $V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta h_1$

Où :

S_n : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau h_n (m²) ;

S_{n-1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau h_{n-1} (m²) ;

Δh_n : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives ;

V_n : Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau h_n , en m³.

Les données topographiques préalablement traitées ainsi que le volume correspondant à chaque altitude, essentielles à la création des courbes bathymétriques, sont répertoriées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.2 : les données topographiques et le volume nécessaires pour le tracé des courbes capacité, surface et hauteur.

Altitude(m)	Surface ($\times 1000m^2$)	Δh_n (m)	V_n ($\times 1000m^3$)
52	0	1	0
53	1	1	0.5
54	2.5	1	2.25
55	6	1	6.5
56	9.5	1	14.25
57	14	1	26
58	18	1	42
59	21.3	1	61.65
60	25	1	84.8
61	30	1	112.3
62	34	1	144.3
63	38	1	180.3
64	43.5	1	221.05
65	50.5	1	268.05
66	58.1	1	322.35
67	66	1	384.4
68	74	1	454.4
69	81.5	1	532.15
70	90	1	617.9
71	99	1	712.4
72	109	1	816.4
73	118	1	929.9

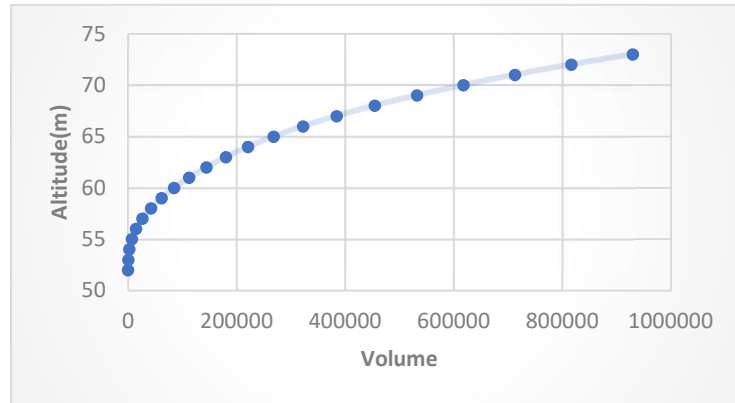


Figure IV.3 : Courbe capacité- hauteur

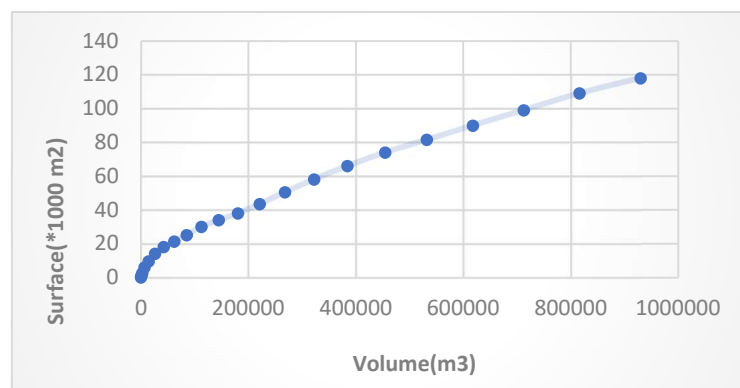


Figure IV.4 : Courbes des surfaces en fonction des volumes

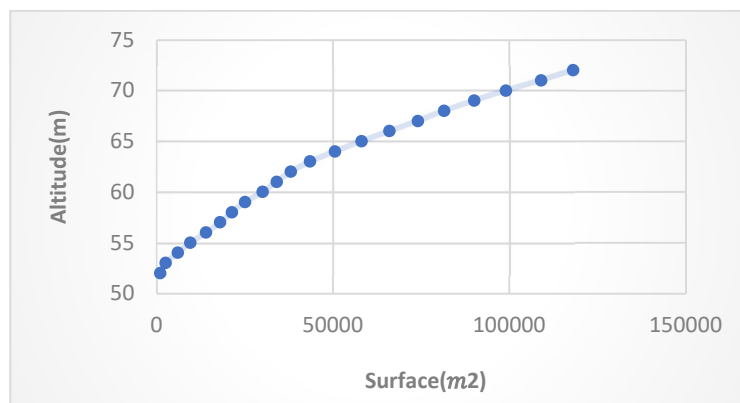


Figure IV.5 : Courbe surface-hauteur

- Ces courbes permettent d'évaluer le niveau normal de la retenue ainsi que sa surface.
- Le volume utile est de l'ordre de : $V_u = 537\,757\text{m}^3$
- Vu que le volume mort a une fourchette de $80\,000\text{m}^3$ à $140\,000\text{m}^3$, alors on peut l'estimer à $85\,000\text{m}^3$ pour une fréquence d'évacuation de 50ans.

- Le volume du lac permanent est de : $85\,000\text{m}^3$.
- Le volume total de la retenue à la cote déversoir NNR est de l'ordre de $620\,737\text{m}^3$.

IV.8 Laminage des crues

La fonction principale du barrage de l'Oued Bouhdid est le laminage des crues. Le laminage est une procédure employée pour évaluer le débit laminé et la charge déversée à travers un évacuateur de crue. Cette analyse est essentielle pour la conception de l'évacuateur de crue, un ouvrage crucial des barrages.

Cette approche de calcul permet d'optimiser la capacité de stockage temporaire de la retenue et de réguler le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, et permet également de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Cette relation peut être exprimée de la manière suivante

$$Q_{dt} = q_{dt} + S_{dh}$$

Avec :

Q : Débit entrant de la crue ;

q : le débit déversé par l'évacuateur de crue ;

S : la surface du plan d'eau.

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt}$$

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step by Step, Muskingum et la méthode graphique. Nous traitons dans ce travail la méthode de Muskingum.

IV.8.1 La méthode de Muskingum

Parmi les modèles hydrologiques, le plus connu est le modèle de Muskingum, qui est probablement la méthode la plus utilisée (Chow, 1959).

Cette méthode s'inscrit dans les méthodes de calcul des crues, dites à coefficients, elle est proposée par McCarthy, en 1938, pour la rivière Muskingum, aux Etats-Unis (rivière de l'Ohio aux États-Unis d'Amérique) (Musy et al, 2009).

Dans le contexte du modèle de Muskingum, il est clair que l'importance réside dans la disponibilité de méthodes simples et pratiques pour analyser la propagation qui traite un bief du cours d'eau pour un modèle linéaire dans un tronçon linéaire. Cette approche diffère de celle utilisée pour étudier un réservoir. En plus de l'équation de continuité, ce modèle intègre une équation qui permet de calculer le volume stocké dans le lit de la rivière. De plus, il fait appel à des constantes empiriques, K et X, qui sont déterminées expérimentalement au moyen d'observations et d'essais successifs préalables.

La méthode de Muskingum a été largement soutenue par les apports de Cunge (1969) qui a donné une explication aux constantes K et X.

- Conception de base et formulation

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{IV.7.1.1})$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{IV.7.1.2})$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort. La signification des cinq termes de l'équation (IV.7.1.1) est la suivante :

a) Le terme (1) représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de $1\text{m}^3/\text{s}$ à $2\text{m}^3/\text{s}$ en une heure, ce terme vaut $(2\text{m}^3/\text{s} - 1\text{m}^3/\text{s})/3600\text{s} = 0,000277\text{m}^3/\text{s}^2$. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

b) Le terme (2) représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

c) Le terme (3) traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.

d) Le terme (4) exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).

e) Le terme (5) exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement du à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études de (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation (IV.7.1.1) peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation (IV.7.1.1) devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 + S_f \quad (\text{IV.7.1.3})$$

L'équation de continuité (IV.7.1.2) peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (\text{IV.7.1.4})$$

Où :

I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_e .

O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_s .

S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation (IV.7.1.2) exprime tout simplement le principe de conservation de la masse : Le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation (IV.7.1.2) s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (\text{IV.7.1.5})$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} + \frac{O_1 + O_2}{2} \implies S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{IV.7.1.6})$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 .

L'équation (IV.7.1.4) ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2 .

- Principe de la méthode

NB : le principe de la méthode a été suivi par le cours de Mr. Zeroual (Maître de conférences A à l'ENSH).

- Résumé du procédé de calcul

- 1- La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$$

- On fixe la valeur de la largeur b .

- On fait varier la valeur de H entre l'intervalle suivant $[H_{\min}, H_{\max}]$, tel que :

H_{\min} : correspond à t_0 : débit de sortie initial.

H_{\max} : correspond au débit entré maximal.

- On détermine la surface (A) pour chaque valeur de (H) d'après la courbe « surface-hauteur ».

- Calcul du volume stocké (S), donné par la formule suivante : $S = A \times H$

- Calcul du débit sortant (O), donné par la formule suivante :

$$Q_s = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}$$

- Calcul de l'équation : $\frac{2S}{\Delta t} + O$

2- La deuxième étape consiste à tracer l'hydro-gramme de sortie :

- On calcule la somme $I_1 + I_2$ tel que :

I_1 : correspond au débit entrant à l'instant t_1

I_2 : correspond au débit entrant à l'instant t_2

- On calcule $\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$ d'après l'équation suivante :

$$I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

- On détermine le débit sortant (O) par la courbe caractéristique : $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$.

IV.8.1.1 Application de la méthode pour notre cas d'étude

Afin de protéger la ville de Annaba contre les inondations d'Oued Bouhdid, une analyse préventive des inondations a été menée dans le cadre de l'APD. Cela a conduit à la proposition du barrage Bouhdid comme solution d'aménagement pour maîtriser les crues qui touchent la ville. Cette proposition s'appuie sur les simulations générées par le logiciel HEC HMS. Cependant, ces simulations ont abouti à un débit laminé qui ne doit pas dépasser $16\text{m}^3/\text{s}$. À la suite de l'étude sur le laminage des crues, il est impératif de déterminer un débit laminé qui ne dépasse pas $16\text{m}^3/\text{s}$. Pour y parvenir, nous faisons varier la largeur de l'évacuateur de crue et choisissons celle qui correspond à un débit laminé garantissant une ville exempte d'inondations pour une période de retour de 100 ans.

- Après avoir appliqué la méthode pour quatre largeurs du déversoir à savoir : $b=15\text{m}$, $b=25\text{m}$, $b=35\text{m}$, $b=45\text{m}$. On a opté pour la largeur de 25m car c'est celle qui ne dépasse pas un débit de $16\text{m}^3/\text{s}$.

Les calculs se présentent comme suit :

$$\text{Pour } b=25\text{m et } m=0.4 \implies Q = 53.1H^{3/2}$$

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = \left(\frac{2S}{\Delta t} + Q_s\right)$

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0\text{m}$, le volume stocké $V_s = 0\text{m}^3$.

La valeur maximale du débit d'entrée $Q_e = 67 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $67 = 53.1H^{3/2}$, soit $H_{\max} = 1.2 \text{ m}$.

NB : $Q_s = 0$

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 : Tracé de la courbe caractéristique du barrage pour b=25m

Côte	H(m)	Surface (m ²)	S (m ³ × 10 ⁶)	O(m ³ /s)	2S/Δt+O
70.1	0	53.1380251	0.000000	0.0000	0
70.3	0.2	53.1380851	0.106276	4.8532	241
70.5	0.4	53.1381450	0.212553	13.7270	486
70.7	0.6	53.1382050	0.318829	25.2181	734
70.9	0.8	53.1382650	0.425106	38.8258	984
71.1	1	53.1383249	0.531383	54.2607	1235
71.3	1.2	53.1383849	0.637661	71.3276	1488

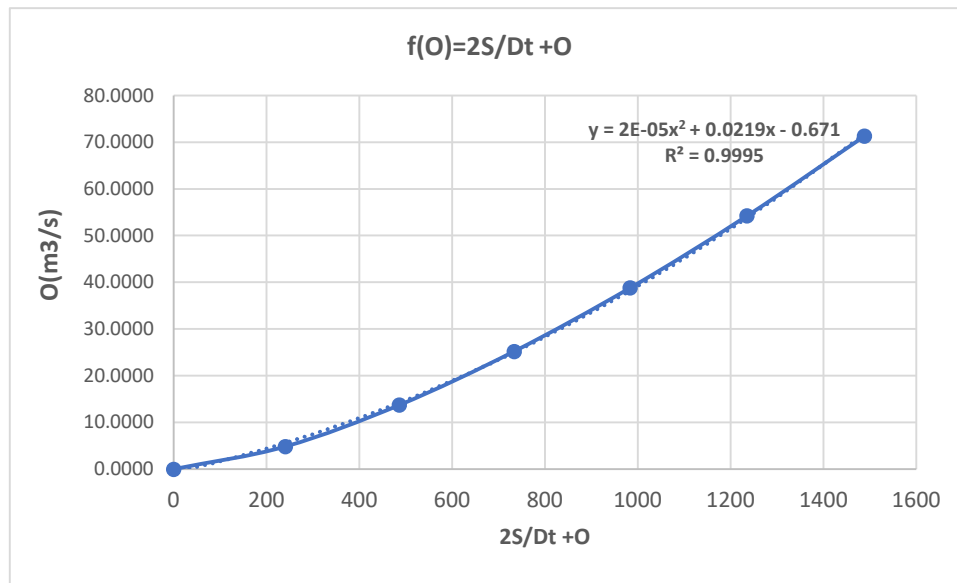


Figure IV.6 : Courbe caractéristique du barrage de Bouhdid

Tableau IV.4 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=25m

T(h)	l	l1+l2	2S/Δt+O	(2S/Δt+O) - 2O	O
0	0	0.00000000	0.000000	0	0
0.20	1.86	1.86	1.86	3.12	0.05
0.40	7.44	9.31	12.43	13.22	0.07
0.60	16.75	24.19	37.41	37.06	0.18
0.80	29.78	46.53	83.59	80.99	1.30
1.00	46.53	76.31	157.29	150.76	3.27
1.20	67.00	113.53	264.29	251.26	6.51
1.40	51.61	118.61	369.87	349.53	10.17
1.60	38.77	90.38	439.92	414.25	12.83
1.80	28.27	67.04	481.29	452.28	14.50
2.00	19.85	48.12	500.40	469.81	15.30

2.20	13.30	33.15	502.96	472.15	15.40
2.40	8.38	21.67	493.83	463.79	15.02
2.60	4.85	13.22	477.01	448.35	14.33
2.80	2.48	7.33	455.68	428.76	13.46
3.00	1.05	3.53	432.29	407.22	12.53
3.20	0.31	1.36	408.58	385.35	11.62
3.40	0.04	0.35	385.70	364.19	10.75
3.60	0.00	0.04	364.23	344.31	9.96
3.80	0.00	0.00	344.31	325.83	9.24
4.00	0.00	0.00	325.83	308.66	8.59
4.20	0.00	0.00	308.66	292.67	7.99
4.40	0.00	0.00	292.67	277.77	7.45
4.60	0.00	0.00	277.77	263.86	6.96
4.80	0.00	0.00	263.86	250.86	6.50
5.00	0.00	0.00	250.86	238.69	6.08
5.20	0.00	0.00	238.69	227.30	5.70
5.40	0.00	0.00	227.30	216.62	5.34
5.60	0.00	0.00	216.62	206.60	5.01
5.80	0.00	0.00	206.60	197.18	4.71
6.00	0.00	0.00	197.18	188.33	4.42
6.20	0.00	0.00	188.33	180.01	4.16
6.40	0.00	0.00	180.01	172.17	3.92
6.60	0.00	0.00	172.17	164.79	3.69
6.80	0.00	0.00	164.79	157.82	3.48
7.00	0.00	0.00	157.82	151.26	3.28
7.20	0.00	0.00	151.26	145.06	3.10
7.40	0.00	0.00	145.06	139.20	2.93
7.60	0.00	0.00	139.20	133.67	2.77
7.80	0.00	0.00	133.67	128.45	2.61
8	0.00	0.00000000	128.446982	123.5030586	2.47
8.2	0.00	0.00000000	123.503059	118.8255045	2.34
8.4	0.00	0.00000000	118.825504	114.3981673	2.21
8.6	0.00	0.00000000	114.398167	110.20605	2.10
8.8	0.00	0.00000000	110.206050	106.2352101	1.99
9	0.00	0.00000000	106.235210	102.4726711	1.88
9.2	0.00	0.00000000	102.472671	98.90634214	1.78
9.4	0.00	0.00000000	98.906342	95.52494577	1.69
9.6	0	0.00000000	95.524946	92.31795254	1.60

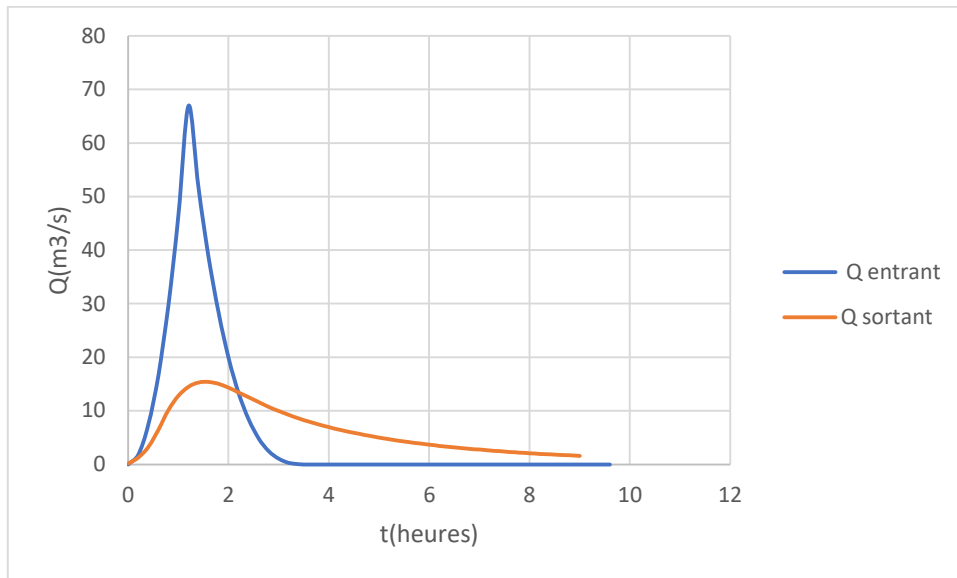


Figure IV.7 : Hydrogramme de crue entrant et sortant

Donc le débit de sortie est estimé à $15.40\text{m}^3/\text{s} < 16\text{m}^3/\text{s}$ ce qui est dans les normes et la charge déversante est de 1.4m, ce qui nous donne la côte des plus hautes eaux

NPHE= 71.5NGA.

- Au final les caractéristiques de la retenue sont les suivantes :

Tableau IV.5 : Caractéristiques de la retenue.

	Niveau du plan d'eau (NGA)	Surface du plan d'eau (ha)	Volume total (m^3)	Volume utile (m^3)
Lac permanent	60.00	2.5	85 000	0
Côte déversoir NNR	70.10	9	620 757	535 757
Crue de sécurité PHEE	71.5	10.23	755 667	670 667

IV.8.2 La revanche

Compte tenu de l'ampleur de l'ouvrage et du fetch limité, la hauteur de la revanche a été fixée à 1m. En partant de la cote arrondie du niveau PHEE, le sommet du barrage est ainsi à 72.5NGA. La revanche est réalisée par un mur du côté amont.

IV.8.3 La hauteur du barrage

- La hauteur du barrage est de : $H_b = \text{Niveau de crête} - \text{Fondation du barrage}$

Où : Fondation du barrage = 42.9NGA

Donc : $H_b = 29.6m$

Finalement les caractéristiques principales de l'ouvrage se résume comme suit :

Localisation	Sur l'Oued Bouhdid, dans la wilaya de Annaba au Sud-Ouest de Annaba à environ 2km de la cité du 5juillet	
Type	Barrage en Béton Compacté au Rouleau (BCR)	
La retenue	- Niveau permanent de la retenue	60.0m NGA
	- Niveau normale de la retenue (NNR)	70.1m NGA
	- Niveau maximal de la retenue (PHEE)	71.5m NGA
	- Profondeur maximale	8m
	- Aire de la retenue permanente	25 000 m^2
	- Surface normale de la retenue	89 600 m^2
	- Volume de la retenue permanente	85 000 m^3
	- Volume normal de la retenue	620 757 m^3
	- Volume maximal de la retenue	755 667 m^3
La digue	- Hauteur maximale au-dessus de la fondation	29.6m
	- Longueur du couronnement (longueur en crête)	263m
	- Largeur en crête	4 m
	- Fruit du parement amont	1H/10V
	- Fruit du parement aval	9H/10V
L'ouvrage d'évacuation des crues	- Type : à seuil libre	
	- Emplacement : Dans l'axe de l'Oued Bouhdid	
	- Largeur du déversoir	25 m
	- Débit maximal évacué ($Q_{100 \text{ ans}}$)	16 m^3/s
L'ouvrage de vidange de fond	- Type : conduite en charge	
	- Niveau de la vidange de fond	54 et 55NGA
	- Temps de vidange	1 jour

L'ouvrage de purge	- Type : Vanne plane, écoulement de faible charge - Niveau de purge - Temps de purge : en fonction de la sédimentation	51 NGA
--------------------	--	--------

IV.9 Synthèse

Etant donné que l'objectif principal du barrage de Bouhdid est le laminage de crue et la régularisation du débit à travers son déversoir qui est ancré dans le corps de la digue, ce chapitre a été dédié à l'étude de sa fonction principale. Dans ce contexte les conclusions abouties sont les suivantes :

- Le volume utile du barrage est de $535\,757\text{ m}^3$;
- La largeur du déversoir est de 25m ;
- Le débit laminé de période de retour de 100ans ne dépasse pas les $16\text{ m}^3/\text{s}$;
- La hauteur du barrage est de 29.6m.

Chapitre V

Etude de stabilité du barrage Bouhdid

V.1 Introduction

Ce chapitre présente l'étude de stabilité du barrage écrêteur de BOUHDID dans les conditions statiques. Les calculs sont exécutés en deux étapes distinctes :

- 1^{ère} étape (Calcul manuel / équilibre statique) : le barrage est considéré comme un bloc rigide soumis à des combinaisons d'actions, on analyse successivement la stabilité au glissement, et la stabilité au renversement ;
- 2^e étape (Calcul numérique) : le barrage est discrétisé en un maillage en éléments finis, où les contraintes et les déplacements sont évalués en chaque nœud du maillage.

Le calcul de stabilité du barrage est effectué selon la coupe 2D en travers caractéristique dans le lit de l'oued, de hauteur maximale de $H= 29.60$ m, et ce pour une longueur unitaire ($L= 1$ m).

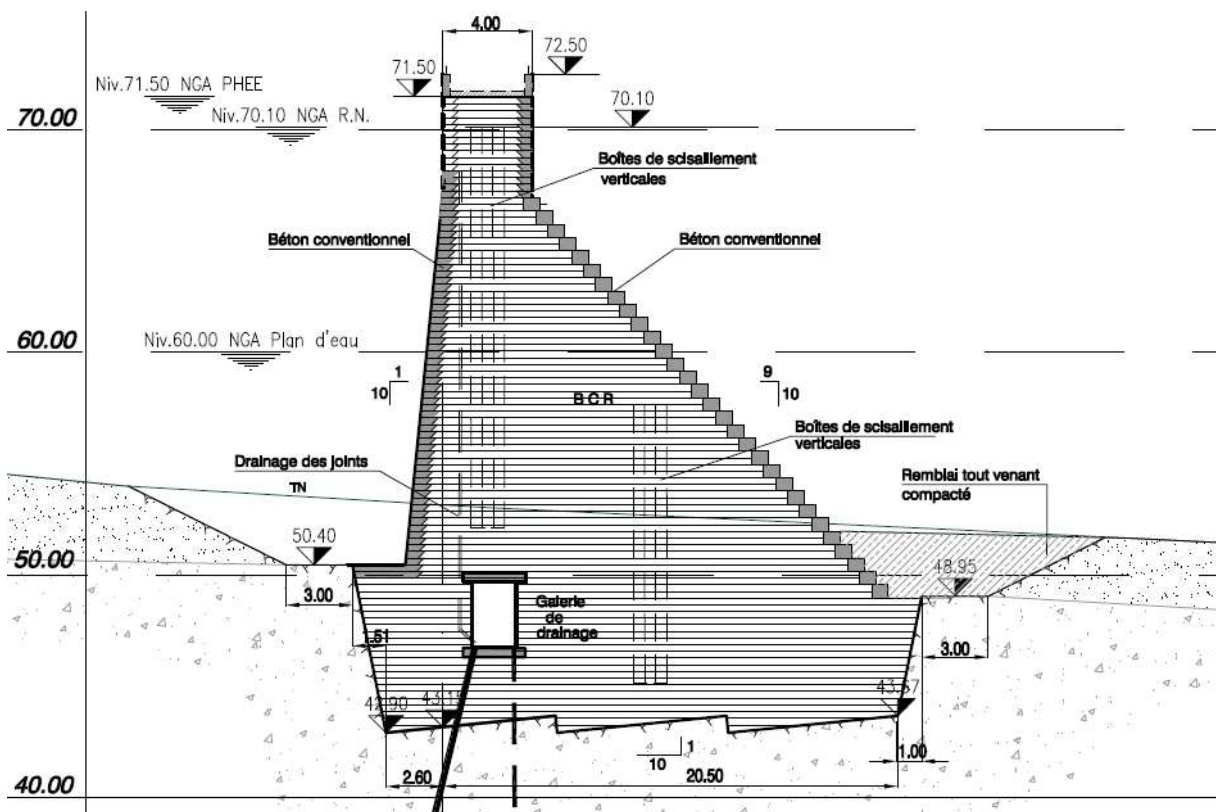


Figure V.1 : Coupe en travers caractéristique.

En outre, en utilisant la modélisation par éléments finis, nous avons examiné l'effet du rideau d'injection (d'étanchéité) sur la distribution des gradients hydrauliques ainsi que sur les sous-pressions sous le barrage (interface barrage/fondation).

V.2 Hypothèses de calcul

Le barrage de BOUHDID ($H=29.6$ mètres, volume en BCR = $60\,000\text{ m}^3$) est un barrage écrêteur de crues. Le profil adopté est trapézoïdal (largeur en crête 5 mètres, parement amont à $0.1H/1V$ et parement aval $0.9H/1V$) les parements amont et aval sont formés par des marches en béton conventionnel. Le corps du barrage et la fondation sont drainés à partir d'une galerie située en partie inférieure du profil (voile de drainage). Et un voile d'injection qui assure l'étanchéité de la fondation.

V.2.1 Caractéristiques géométriques

Les principales caractéristiques sont les suivantes :

Fondation du barrage :	42.90 m NGA
Terrain naturel au fond de l'oued :	53.00 m NGA
Niveau permanent de la retenue (NNR) :	60.00 m NGA
Niveau de plus haute eaux (PHE) :	71.50 m NGA
Niveau d'eau aval :	49.70 m NGA
Côte crête :	72.50 m NGA

V.2.2 Caractéristiques des matériaux

Les valeurs des paramètres du béton (BCR et BC^v) nécessaires à la modélisation par éléments finis sont dérivées des ordres de grandeurs présents dans la littérature professionnelle.

Nous avons attribué au matériau BCR un modèle élastique linéaire, un poids volumique de 23.5 kN/m^3 , un module d'Young de 13 GPa , un coefficient de poisson de 0.2 , et une très faible perméabilité de l'ordre de 10^{-9} m/jour .

Pour le BC^v, nous avons adopté un modèle élastique linéaire, un poids volumique de 24 kN/m^3 , un module d'Young de 30 GPa , avec un coefficient de poisson de 0.2 et une très faible perméabilité équivalente à celle du BCR. En ce qui concerne la résistance du BCR, nous avons admis :

- Résistance à la compression $\max f_{cs} = 10\text{ MPa}$;
- Résistance à la traction $\max f_{ts} = 1\text{ MPa}$.

NB : le béton conventionnel est plus rigide que le béton compacté au rouleau ce qui justifie un module de Young plus élevé pour le béton conventionnel.

Toutefois, les caractéristiques géotechniques du matériau de la fondation sont tirées des résultats de la reconnaissance géotechniques et géologiques faite dans le cadre de l'Avant-Projet Détaillé du barrage BOUHDID. Le matériau sol est supposé ayant un comportement rigide plastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb. La détermination des paramètres de résistance au cisaillement de la fondation a été basée sur la classification de Hoek-Brown,

¹ Béton conventionnel vibré

(voir tableau ci-dessous). Néanmoins, et par mesure de sécurité nous avons adopté des valeurs plus conservatrices.

Tableau V.1 : Détermination des paramètres de cisaillement du rocher de la fondation selon la classification Hoek-Brown. (Annexe B)

Paramètres de classification (Hoek-Brown)		
<i>R_c</i>	<i>GSI</i>	<i>M_i</i>
75 MPa	50	28
Critères Hoek-Brown		
<i>M_b</i>	<i>S</i>	<i>A</i>
4.695	0.0039	0.506
Paramètre de résistance au cisaillement et module d'Young		
Cohésion	Angle de frottement	Module d'Young
5.091 MPa	39.44°	8660.25 MPa

Les paramètres de calcul récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Paramètres de calcul.

	Paramètre	Notation	Unité	BCR	BCV	Fondation	Dépôt alluvionnaire	Voile d'injection
Généralités	Modèle du matériau	-	-	Elastique linéaire	Elastique linéaire	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
	Type de drainage	-	-	Non-poreux	Non-poreux	Drainé	Drainé	Non-poreux
	Poids volumique	γ	kN/m ³	23.5	24	22	20	22
Paramètres	Module d'Young	E	kN/m ²	1.3e ⁷	3.0e ⁷	8e ⁶	15e ⁴	8e ⁶
	Coefficient de poisson	N	-	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3
	Cohésion	C	KPa	-	-	150	10	150
	Angle de frottement	φ	°	-	-	38	35	38
	Perméabilité horizontale	k_x	m/j	-	-	10e ⁻⁷	10e ⁻³	-
	Perméabilité verticale	k_v	m/j	-	-	10e ⁻⁷	10e ⁻³	-

V.3 Actions à considérer

V.3.1 Poids propre du barrage

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliqué au centre de gravité. Le poids volumique du BCR est pris égal à 23 kN/m³ et celui du BCV à 24 kN/m³. La charge du trafic appliquée sur la crête du barrage a été négligée, ce qui est du côté de la sécurité.

V.3.2 Poussée des sédiments

Le principe du calcul de l'action des sédiments revient à un calcul de poussée. Les sédiments sont considérés non pas comme un fluide, mais comme un matériau pesant et frottant, défini donc par son poids volumique déjaugé $\gamma_{\text{sédiment}}$ et son angle de frottement interne $\phi_{\text{sédiment}}$, et venant interagir comme un milieu extérieur au système « barrage » en y exerçant une action de poussée sur le parement amont.

Les difficultés résident dans la détermination de $\gamma_{\text{sédiment}}$ et K_{indice} , et on trouve dans la littérature professionnelle de nombreuses hypothèses sur ces paramètres. Plutôt que de raisonner sur chacun des deux paramètres considérés isolément, on propose de retenir une valeur globale égale au produit du coefficient de poussée par le poids volumique immergé des sédiments : $K \cdot \gamma_{\text{sédiment}}$.

Le CFBR (comité français des barrages et réservoirs), recommande d'adopter la valeur caractéristique suivante $K \cdot \gamma_{\text{sédiment}} = 4 \text{ kN/m}^3$, correspondant à une estimation prudente du paramètre $K \cdot \gamma_{\text{sédiment}}$ raisonnablement envisageable du côté des valeurs défavorables. De plus, dans le cas d'un parement incliné, à la composante horizontale déterminée avec la valeur $K \cdot \gamma_{\text{sédiment}}$ définie ci-dessus, il convient de rajouter une composante verticale d'intensité $\gamma_{\text{sédiment}}$. Un ordre de grandeur pour $\gamma_{\text{sédiment}}$ est de 12 kN/m^3 .

V.3.3 Sous-pressions

Étant donné que le sol n'est pas parfaitement étanche, le corps du barrage ainsi que sa fondation sont soumis à l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval (sous-pressions). Le diagramme des sous-pressions est obtenu en considérant les matériaux constituant la fondation et le corps du barrage, ainsi que les dispositifs particuliers mis en œuvre (voile d'injection, voile de drainage).

En l'absence de dispositif de drainage dans la fondation et dans le corps du barrage on adopte en première approche, une répartition linéaire des sous-pressions, donnant un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression en amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en aval.

Les dispositifs particuliers tels que les voiles d'injection dans la fondation et les voiles de drainage en fondation et dans le corps du barrage, visant à réduire le diagramme des sous-pression, sont pris en considération à l'aide d'un coefficient de rabattement λ et conduisent à un diagramme bilinéaire :

$\lambda = (Z' - Z) / Z'$, Avec Z : pression après rabattement, et Z' : pression avant rabattement (voir figure ci-dessous).

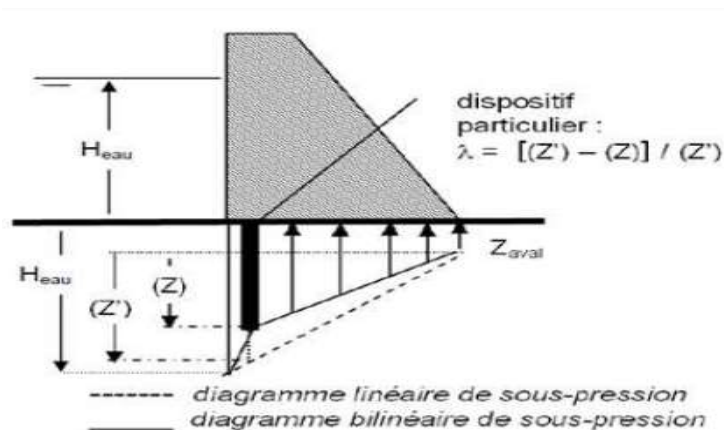


Figure V.2 : Diagramme des sous-pressions et coefficient de rabattement.

La valeur du coefficient de rabattement λ dépend directement de l'efficacité du dispositif visant à réduire les sous-pressions et notamment :

- La conception et la réalisation du dispositif ;
- Son entretien et sa surveillance.

Des valeurs guides pour le coefficient de rabattement λ provenant de différentes sources sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Valeurs guides issues de la littérature professionnel pour le coefficient de rabattement.

Coefficient de rabattement λ	[Pbar, 1997], [Tbar, 1989]	[Usbr, 1987]	[Usarmy, 1995]
Dispositif de drainage dans le corps du barrage	$\lambda = 0$ néant	$\lambda = 2/3$	$\lambda = 0$ néant
Voile de drainage en fondation	$\lambda = 1/2$	$\lambda = 2/3$	λ entre $1/4$ et $1/2$ et au maximum $\lambda = 2/3$
Voile d'injection en fondation	$\lambda = 1/3$	$\lambda = 0$	$\lambda = 0$

Selon l'APD du barrage de BOUHDID, il est prévu la réalisation d'un voile de drainage dans la fondation du barrage. A cet effet, nous avons adopté un coefficient de rabattement $\lambda = 1/2$. De plus nous allons ignorer la poussée hydrostatique du côté aval en raison de son effet favorable pour la stabilité du barrage.

V.4 Situations du projet considérées

Dans le cas statique nous distinguons deux situations de projet caractérisées par un intervalle de temps pendant lequel les distributions des actions et des résistances peuvent être considérées comme constantes :

Situation durable d'exploitation : durée comparable à la durée de vie prévue pour l'ouvrage ;

Situation transitoire : durée beaucoup plus courte que la durée de vie de l'ouvrage et dont la probabilité d'occurrence est assez élevée.

V.4.1 Situation durable d'exploitation

Comme défini plus haut il s'agit d'une situation pour un mode d'exploitation connu et stable dans le temps. Cela correspond donc au cas où la retenue se situe dans un intervalle de valeur comprise entre le niveau minimal autorisé d'exploitation normal et la cote normale d'exploitation la plus fréquente (NNR). Nous ne retenons que l'unique situation correspondant à la retenue à sa cote normale d'exploitation RN.

V.4.2 Situation transitoire

Seule la cote des plus hautes eaux est considérée dans le calcul en situation transitoire. Le PHE correspond au niveau de la retenue obtenu pour la crue de projet dont la cote de remplissage est à l'NNR sans dysfonctionnement de l'évacuateur de crue plus la charge déversée.

V.4.3 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions recommandées par le CFBR sont listées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.4 : Combinaisons d'action selon CFBR.

Type de situation	Situation	Nom de la combinaison	Combinaison d'actions
Situation durable	Exploitation, niveau représentatif de la retenue à la cote NNR	Quasi-permanente	$G_{0k} + G_{1k} + G_{3k} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp}$
Situation transitoire	Plus hautes eaux (PHE)	Rare	$G_{0k} + G_{1k} + G_{3k} + Q_{1-rare} + Q_{2-rare} + Q_{3-rare}$

Type d'action	Notation	Définition
Actions permanentes	G_{0k}	Valeur caractéristique du poids propre du barrage
	G_{1k}	Valeur caractéristique de la poussée des sédiments
	G_{3k}	Valeur caractéristique de l'action de la recharge aval
Actions variables de l'eau	Q_{1qp}	Intensité de la poussée hydrostatique amont pour NNR
	Q_{1-rare}	Intensité de la poussée hydrostatique amont pour PHE
	Q_{2qp}	Intensité de l'action des sous-pressions pour NNR
	Q_{2-rare}	Intensité de l'action des sous-pressions pour PHE
	Q_{3qp}	Intensité de la poussée hydrostatique aval pour NNR
	Q_{3-rare}	Intensité de la poussée hydrostatique aval pour PHE

Compte tenu des explications précédentes nous retenons deux types de combinaisons d'actions :

Combinaison durable d'exploitation :

- G_0 (Poids propre) ;
- G_1 (Poussée des sédiments) ;
- Q_1 (poussées hydrostatique) ;

- Q_2 (sous-pression).

Combinaison rare :

- G_0 (Poids propre) ;
- G_1 (Poussée des sédiments) ;
- Q_{1-rare} (poussées hydrostatique PHE) ;
- Q_{2-rare} (sous-pression PHE).

V.5 Equilibre statique

Le calcul en équilibre statique nécessite une évaluation des actions défavorables appliquées sur le barrage, ainsi que l'analyse de la résistance du système barrage / fondation vis-à-vis deux modes d'instabilité (ces deux modes sont détaillés ci-dessous). Dans notre cas, la stabilité du barrage est assurée par son poids, le barrage est supposé rigide et indéformable.

V.5.1 Coupe type de calcul

Dans l'APD du barrage de BOUHDID, il a été prévu de façonner la semelle du barrage en marche d'escalier, et ce afin d'augmenter d'avantage la stabilité du barrage vis-à-vis du glissement. Donc afin de pouvoir tenir compte de cette conception, mais également afin de simplifier les calculs, les extrémités de la fondation ont été abaissé (coté amont), rehaussé (coté aval) et écartés, afin de former un alignement sur toute la longueur de la fondation. Ainsi, nous avons aboutis à la coupe type de la section centrale du barrage qui est illustrée dans la figure ci-dessous.

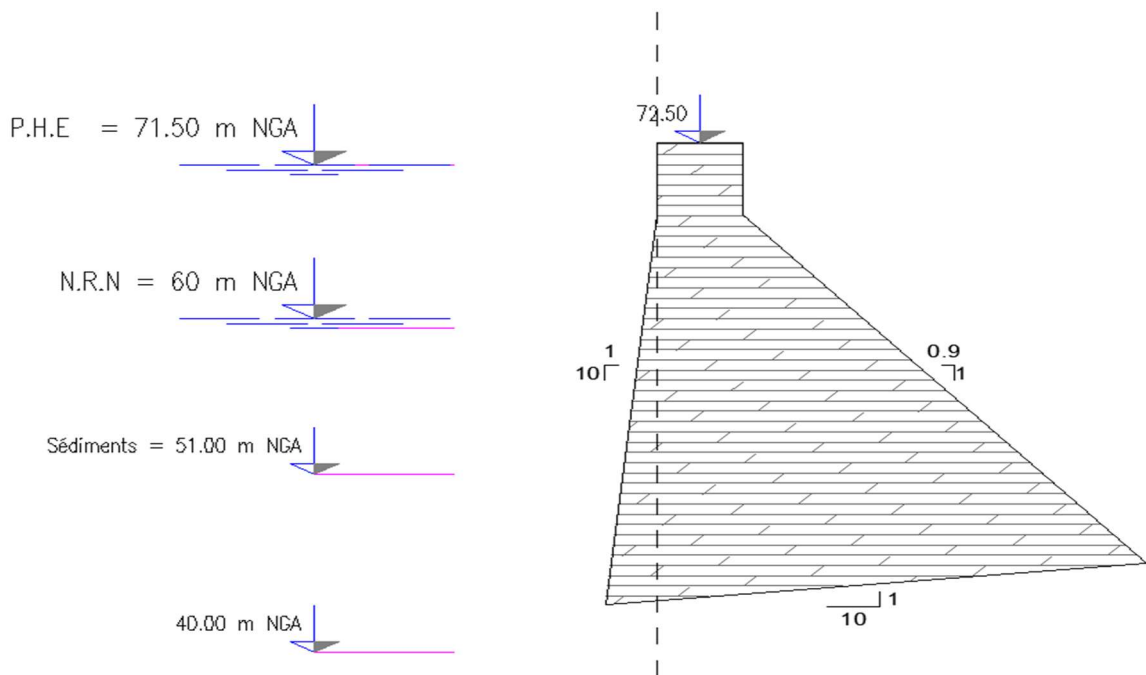


Figure V.3 : Coupe type utilisée dans les calculs en équilibre statique.

Les forces agissantes sur le barrage suivant les deux combinaisons de charges, durable d'exploitation et rare sont schématisées respectivement sur la figure V.4 et la figure V.5.

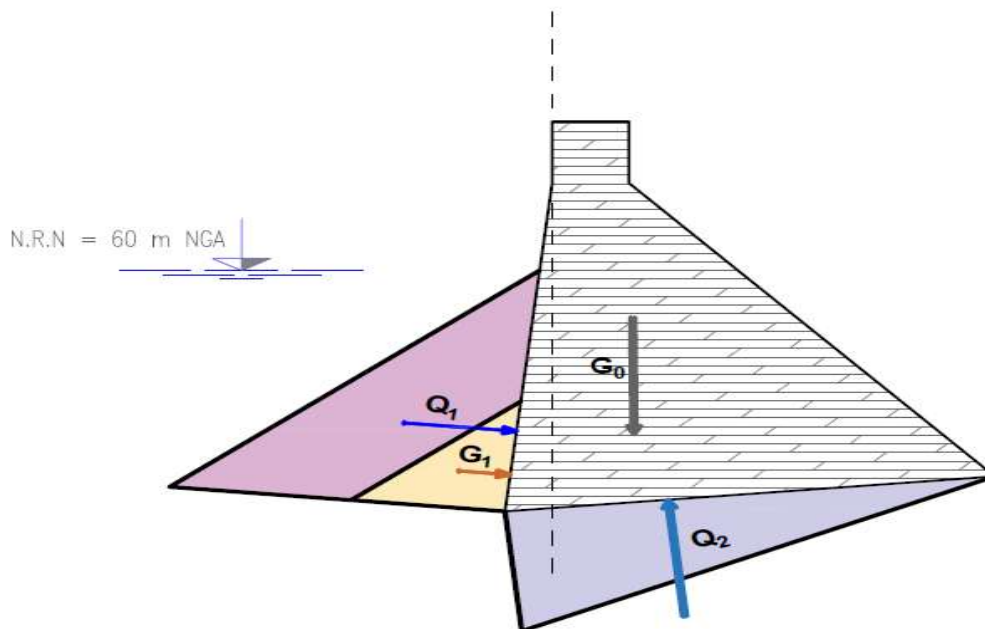


Figure V.4 : Forces agissantes sur le barrage [Combinaison durable d'exploitation].

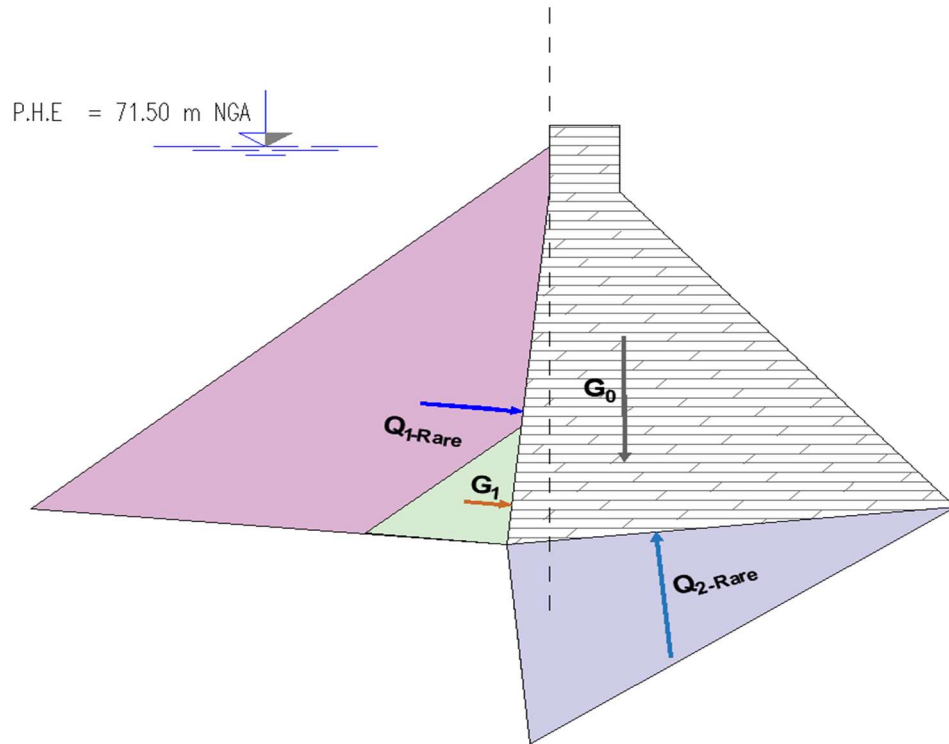


Figure V.5 : Forces agissantes sur le barrage [Combinaison rare].

V.6 Détermination des forces agissantes sur le barrage

V.6.1 G₀ (Poids propre)

Etant donné que la masse volumique du BCR est égale à 23.5 kN/m^3 , et que la section de la coupe type considérée est d'environ 365.30 m^2 , le poids du barrage pour une longueur unitaire de 1m vaut **8584.55 kN**.

Le point d'application du poids au niveau de la base de la semelle correspond à l'abscisse du centre de gravité du barrage, ce point est calculé par rapport au point **O** (le point O est fixé à la base du barrage).

NB : les bras de levier ont été retiré à l'aide des cotations utilisées sur le logiciel Autocad 2021.

$$X_{G_0} = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{5.09 \times 24.22 + 23.65 \times 23.85 + 104.08 \times 21.11 + 26.72 \times 15.42 + 205.16 \times 12.74}{365.30} = \mathbf{16.18 \text{ m}}$$

V.6.2 G₁ (Poussée des sédiments)

Comme expliqué sur le paragraphe V.3.2, le calcul de la poussée des sédiments se fait suivant la formule recommandée par le CFBR, à savoir $K \cdot \gamma_{\text{sédiment}} = 4 \text{ kN/m}^3$. Dans le cas de notre projet la poussée des sédiments s'exerce à partir de la cote 51.00 m NGA soit une hauteur de 8 m.

La force de poussée des sédiments est égale à :

$$F_{G1} = \frac{1}{2} \cdot k \gamma_{\text{sédiment}} \cdot H^2 = 0.5 \times 4 \times 64 = \mathbf{128 \text{ kN}}$$

Vu que la composante verticale de la poussée des sédiments à un effet favorable pour la stabilité du barrage, et par mesure de sécurité, nous avons considéré seulement l'effet de la composante horizontale, à savoir une force de 128 kN appliquée horizontalement sur le parement amont du barrage. Le point d'application de cette force est situé à 1/3 par rapport à la base du barrage soit 0.11 m par rapport au point **O** (bras de levier).

V.6.3 Q1 (poussées hydrostatique)

Pour une masse volumique de l'eau égale à 10 kN/m³, et comme le niveau NNR est à la cote 60 m NGA soit une hauteur par rapport à la base du barrage d'environ 17.63m, on obtient :

$$F_{Q1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{NNR}^2 = 0.5 \times 10 \times 310.816 = \mathbf{1554.08 \text{ kN}}$$

La résultante de la poussée hydrostatique F_{Q1} est inclinée de 6° par rapport à l'axe horizontale et s'applique à 1/3 à partir de la base du barrage.

Comme le parement amont du barrage est incliné de 10V :1H (6° par rapport à l'axe horizontale), la force F_{Q1} se décompose en deux composantes :

- Composante horizontale $F_{Q1}^h = F_{Q1} \cdot \cos(6^\circ) = \mathbf{1545.56 \text{ kN}}$
- Composante verticale $F_{Q1}^v = F_{Q1} \cdot \sin(6^\circ) = \mathbf{162.44 \text{ kN}}$

V.6.4 Q1-rare (poussées hydrostatique PHE)

Le niveau des PHE est fixé à la côte 71.5 m NGA, soit une hauteur de 27.14m, on obtient donc :

$$F_{Q1-rare} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{PHE}^2 = 0.5 \times 10 \times 736.58 = \mathbf{3682.90 \text{ kN}}$$

Comme le parement amont du barrage est incliné de 10V :1H (6° par rapport à l'axe horizontale), la force $F_{Q1-rare}$ se décompose en deux composantes :

- Composante horizontale $F_{Q1-rare}^h = F_{Q1-rare} \cdot \cos(6^\circ) = \mathbf{3662.72 \text{ kN}}$
- Composante verticale $F_{Q1-rare}^v = F_{Q1-rare} \cdot \sin(6^\circ) = \mathbf{384.96 \text{ kN}}$

V.6.5 Q2 (sous-pression)

Conformément au paragraphe V.3.3 le coefficient de rabattement est $\lambda = \frac{1}{2}$. La force de la sous-pression se calcule comme suit :

$$F_{Q2} = \lambda \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{NNR}^2 = 0.5 \times 0.5 \times 10 \times 310.816 = 777.04 \text{ kN}$$

Le bras de levier de cette force par rapport au point **O** est égal à 8.57m.

La semelle du barrage est inclinée de 1V :10H (6°), la force F_{Q2} se décompose en deux composantes :

- Composante Horizontale $F_{Q2}^h = F_{Q2} \cdot \sin(6^\circ) = 81.22 \text{ kN}$
- Composante verticale $F_{Q2}^v = F_{Q2} \cdot \cos(6^\circ) = 772.78 \text{ kN}$

V.6.6 Q2-rare (sous-pression PHE)

La force **Q2-rare** est estimée de la même manière que **Q2**, on obtient donc :

$$F_{Q2} = \lambda \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_{PHE}^2 = 0.5 \times 0.5 \times 10 \times 736.58 = 1841.45 \text{ kN}$$

La semelle du barrage est inclinée de 1V :10H (6°), la force $F_{Q2\text{-rare}}$ se décompose en deux composantes :

- Composante horizontale $F_{Q2\text{-ra}}^h = F_{Q2\text{-ra}} \cdot \sin(6^\circ) = 192.48 \text{ kN}$
- Composante verticale $F_{Q2\text{-ra}}^v = F_{Q2\text{-ra}} \cdot \cos(6^\circ) = 1831.36 \text{ kN}$

V.6.7 Bilan des efforts

Le bilan des efforts est récapitulé sur le tableau ci-dessous :

Tableau V.5 : bilans des forces agissantes sur le barrage.

Type d'action	Action	Valeur numérique [kN]	Inclinaison de la force	Composantes h & v [kN]		Bras de levier /point O [m]
				F^h	F^v	
Actions permanentes	G₀	8584.55	-	F_{G0}^h	0	-
				F_{G0}^v	8584.55	16.18
	G₁	128	-	F_{G1}^h	128	0.11
				F_{G1}^v	0	-
Actions variables de l'eau	Q₁	1554.08	6°	F_{Q1}^h	1545.56	3.28
				F_{Q1}^v	162.44	24.98
	Q_{1-rare}	3682.90	6°	$F_{Q1\text{-rare}}^h$	3662.72	6.49
				$F_{Q1\text{-rare}}^v$	384.96	24.65
	Q₂	777.04	6°	F_{Q2}^h	81.22	1.71
				F_{Q2}^v	772.78	17.06
	Q_{2-rare}	1841.45	6°	$F_{Q2\text{-rare}}^h$	192.48	1.71
				$F_{Q2\text{-rare}}^v$	1831.36	17.06

V.7 Stabilité au renversement

Une condition suffisante de stabilité est formulée par la règle du "tiers central" qui stipule que la stabilité est assurée si la résultante R des forces passe par le tiers central de la base du barrage, soit $e \leq \frac{B}{6}$, e étant l'excentricité de R par rapport au milieu de la base de la semelle du barrage. Cette condition permet de vérifier que le diagramme de contraintes à la base de la fondation reste dans le domaine admissible tant en traction en pied amont qu'en compression en pied aval.

Si la condition suffisante n'est pas vérifiée, la stabilité est assurée si :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments stabilisants}}{\sum \text{Moments renversants}} \geq 1.50$$

Le calcul des moments dans cette expression se fait par rapport au point O extrême de la semelle à l'aval du barrage, autour duquel le renversement peut se manifester.

V.7.1 Vérification de la stabilité au renversement (Combinaison durable d'exploitation)

La valeur de la composante horizontale de la résultante des forces est :

$$R_h = F_{G1}^h + F_{Q1}^h - F_{Q2}^h = 128 + 1545.56 - 81.22 = \mathbf{1592.34 \text{ kN}}$$

La valeur de la composante verticale de la résultante des forces est :

$$R_v = F_{G0}^v + F_{Q1}^v - F_{Q2}^v = 8584.55 + 162.44 - 772.78 = \mathbf{7974.21 \text{ kN}}$$

L'équilibre des moments par rapport au point O , en introduisant les composantes R_h et R_v de la réaction du sol au niveau de la base de la semelle (égale en intensité à la résultante R et de sens opposé) :

$$R_v x - 16.18F_{G0}^v + 0.11F_{G1}^h + 3.28F_{Q1}^h - 24.98F_{Q1}^v + 1.71F_{Q2}^h + 17.06F_{Q2}^v = 0$$

$$x = \frac{+16.18F_{G0}^v - 0.11F_{G1}^h - 3.28F_{Q1}^h + 24.98F_{Q1}^v - 1.71F_{Q2}^h - 17.06F_{Q2}^v}{R_v} = \mathbf{15.62 \text{ m}}$$

La résultante R est appliquée à 15.62 m par rapport au point O (ver l'amont), soit une excentricité $e = 2.83\text{m}$. enfin, cette résultante est inclinée d'un angle θ par rapport à un axe vertical telle que :

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{R_h}{R_v} \right) = \mathbf{11.30^\circ}$$

Appliquons la règle du tiers central qui est une condition suffisante de stabilité au renversement : puisque $e = 2.83 < \frac{B}{6} = 4.285$, cette condition est vérifiée, donc on peut dire que **la stabilité du barrage au renversement suivant la combinaison durable d'exploitation est assurée.**

V.7.2 Vérification de la stabilité au renversement (Combinaison rare)

La valeur de la composante horizontale de la résultante des forces est :

$$R_h = F_{G1}^h + F_{Q1-ra}^h - F_{Q2-ra}^h = 128 + 3662.72 - 192.48 = \mathbf{3598.24 \text{ kN}}$$

La valeur de la composante verticale de la résultante des forces est :

$$R_v = F_{G0}^v + F_{Q1-ra}^v - F_{Q2-ra}^v = 8584.55 + 384.96 - 1831.36 = \mathbf{7138.15 \text{ kN}}$$

L'équilibre des moments par rapport au point O, en introduisant les composantes R_h et R_v de la réaction du sol au niveau de la base de la semelle (égale en intensité à la résultante R et de sens opposé) :

$$\begin{aligned} R_v x - 16.18F_{G0}^v + 0.11F_{G1}^h + 6.49F_{Q1-ra}^h - 24.65F_{Q1-ra}^v + 1.71F_{Q2-ra}^h \\ + 17.06F_{Q2-ra}^v = 0 \\ x = \frac{+16.18F_{G0}^v - 0.11F_{G1}^h - 6.49F_{Q1-ra}^h + 24.65F_{Q1-ra}^v - 1.71F_{Q2-ra}^h - 17.06F_{Q2-ra}^v}{R_v} = \mathbf{13.03 \text{ m}} \end{aligned}$$

La résultante R est appliquée à 13.03 m par rapport au point O (vers l'amont), soit une excentricité $e = 0.24$ m. enfin, cette résultante est inclinée d'un angle θ par rapport à un axe vertical telle que :

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{R_h}{R_v} \right) = \mathbf{26.75^\circ}$$

Appliquons la règle du tiers central qui est une condition suffisante de stabilité au renversement : puisque $e = 0.24 < \frac{B}{6} = 4.285$, cette condition est vérifiée, où on peut dire que **la stabilité du barrage au renversement suivant la combinaison rare est assurée.**

V.8 Stabilité au glissement

Nous avons donc R_v et R_h les composantes normale et tangentielle de la résultante des actions sur la fondation, le critère couramment retenu est :

$$F_s \leq \frac{R_v}{R_h} \cdot \tan \varphi$$

Ceci revient à négliger la cohésion de la fondation. L'angle de frottement φ à l'interface du barrage/fondation est en général pris égal à 45° pour un rocher sain. Mais, dans notre cas nous avons adopté une valeur plus conservatrice, à savoir $\varphi = 40^\circ$. Le coefficient de sécurité doit être supérieur ou égal à 1.5 pour les deux combinaisons (Durable d'exploitation et rare).

V.8.1 Vérification de la stabilité au glissement (Combinaison durable d'exploitation)

Pour la combinaison durable d'exploitation, nous avons :

$$- R_h = \mathbf{1592.34 \text{ kN}}$$

$$- R_v = 7974.21 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v}{R_h} \cdot \tan \varphi = \frac{7974.21}{1592.34} \cdot \tan \varphi = 4.20 > 1.50$$

Le coefficient de sécurité calculé est supérieur au minimum admissible, donc **la stabilité au glissement du barrage suivant la combinaison durable d'exploitation est assurée.**

V.8.2 Vérification de la stabilité au glissement (Combinaison rare)

Pour la combinaison rare (combinaison la plus défavorable), nous avons :

$$- R_h = 3598.24 \text{ kN}$$

$$- R_v = 7138.15 \text{ kN}$$

$$\frac{R_v}{R_h} \cdot \tan \varphi = \frac{7138.15}{3598.24} \cdot \tan \varphi = 1.66 > 1.50$$

Le coefficient de sécurité calculé est supérieur au minimum admissible, donc **la stabilité au glissement du barrage suivant la combinaison rare est assurée.**

V.9 Modélisation par éléments finis (calcul numérique)

En effet les méthodes d'équilibre statique permettent de vérifier de façon très satisfaisante la stabilité des barrage poids comme le cas de notre projet. Il est cependant intéressant d'affiner l'étude à l'aide d'un logiciel de calcul aux éléments finis.

Dans ce qui suit nous présenterons en premier lieu le logiciel utilisé, en suite les étapes de la modélisation. Et nous présentons enfin les résultats de calcul.

V.9.1 Logiciel PLAXIS 2D

PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis plans, spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'application géotechniques, tel que pour le dimensionnement des fondations, les pieux, la stabilité des talus, le comportement des murs de soutènement rigides ou flexibles, mais également pour étudier le comportement des barrages. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétriques. L'ouvrage ainsi modélisé peut être étudié sous charges statiques, dynamiques ou sismiques.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (*Input, Calculations, Output et Curves*).



Figure V.6 : logo du logiciel de modélisation par éléments finis utilisé.

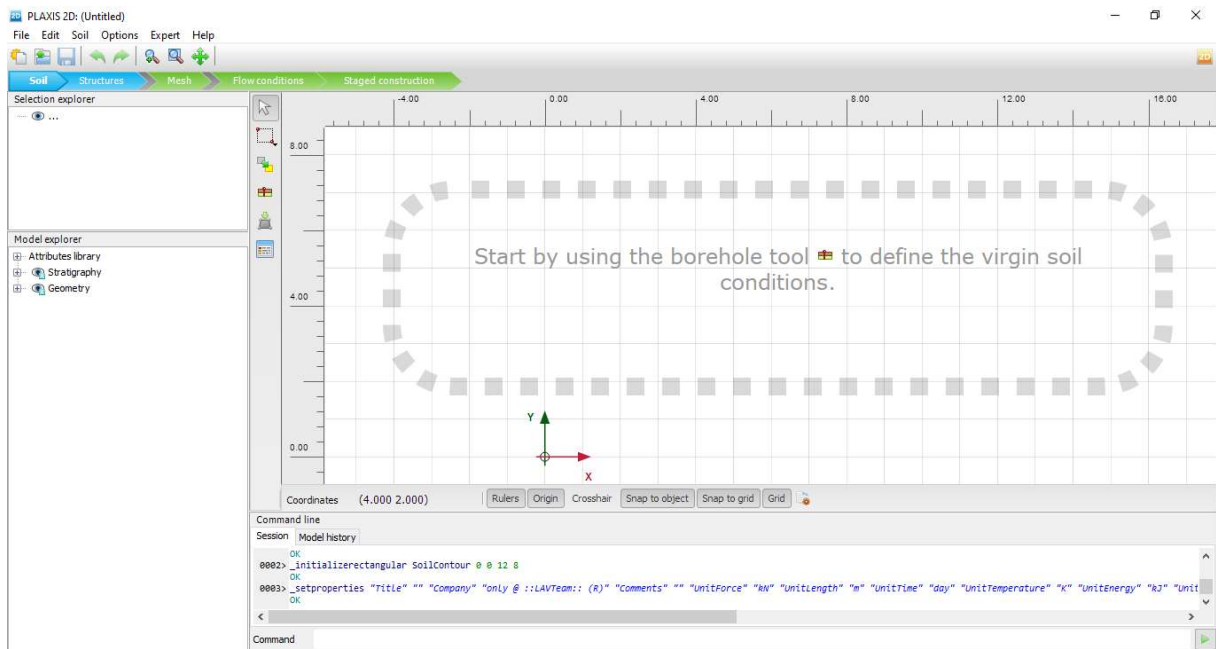
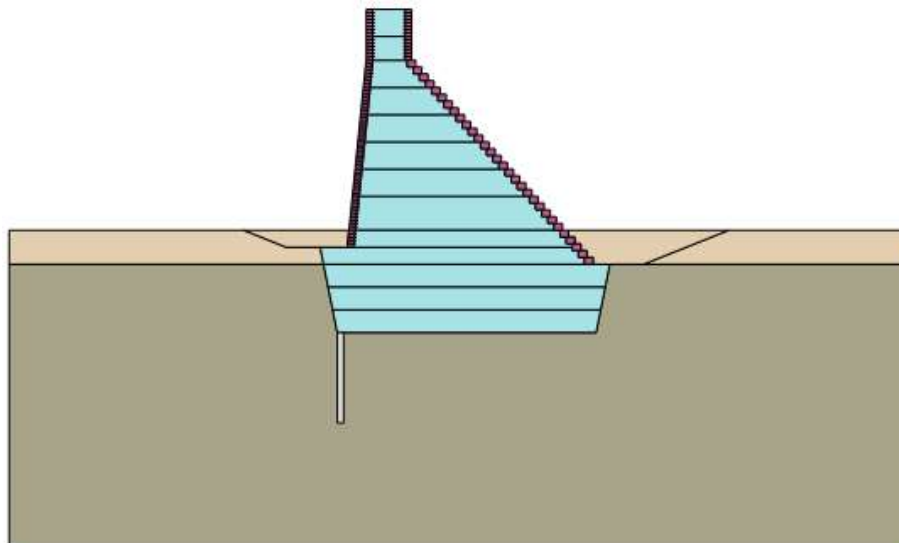


Figure V.7 : interface principale du logiciel PLAXIS 2D.

V.10 Modèle de calcul (maillage en élément finis)

Le modèle de calcul est illustré sur la figure ci-dessous, les principaux éléments composant le modèle sont les suivant :

- Sol de fondation ;
- Dépôt alluvionnaire ;
- Corps du barrage en BCR ;
- Parements du barrage en BCV ;
- Voile d'injection (étanchéité).



FigureV.8 : modèle de calcul en éléments finis.

Le maillage de référence est fait par des éléments triangulaires à 15 nœuds. Le logiciel permet la génération automatique du maillage. La figure suivante représente le maillage de calcul adopté.

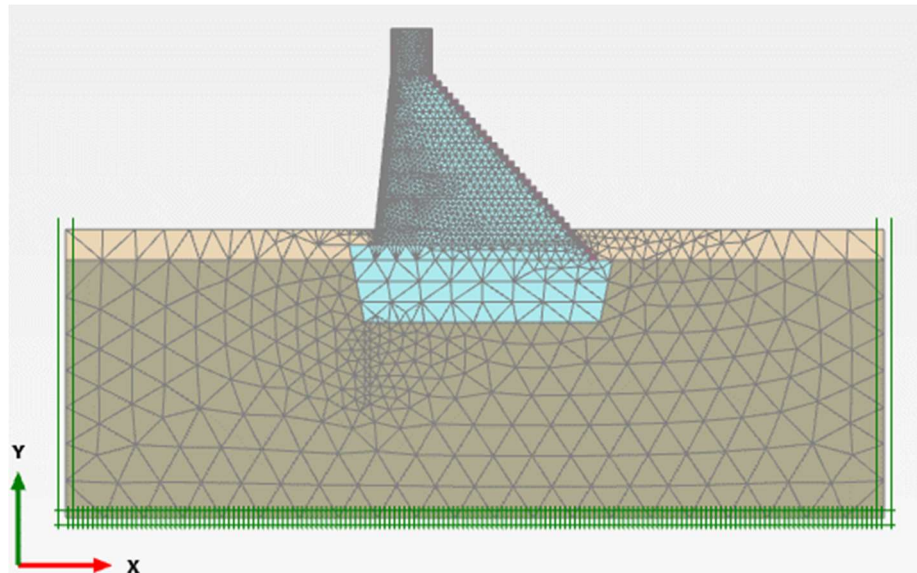


Figure V.9 : maillage en éléments finis.

V.11 Conditions aux limites

En ce qui concerne les conditions aux limites mécaniques, la base de la fondation est bloquée dans les deux directions alors que les frontières verticales sont bloquées dans le sens horizontal. La poussée du réservoir a été introduite comme une condition hydraulique (water level).

Les conditions aux limites hydrauliques adoptées pour le calcul d'écoulement sont données sur la figure suivante :

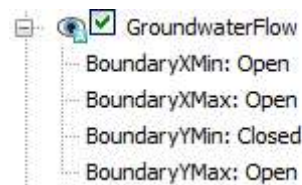


Figure V.10 : conditions aux limites.

V.12 Phases des calculs

La simulation numérique a été faite suivant la procédure construction par étapes, où chaque phase de construction du barrage a été prise en considération. Cela permet, d'éliminer les déformations résiduelles qui se manifestent durant l'exécution de l'ouvrage. Par la suite, les deux combinaisons de charges (durable d'exploitation et rare) seront analysées. Les phases

prises en consécration dans la modélisation en éléments finis sont récapitulées sur le tableau suivant :

Tableau V.6 : Phases de calcul en éléments finis.

N° de phase	Description
1	Détermination de l'état de contraintes initiale en champs libre (procédure K_0)
2	Excavation jusqu'à la cote 48.40 m NGA + rabattement de la nappe jusqu'à la cote 48.40 m NGA
3	Excavation jusqu'à la cote 46.35 m NGA + rabattement de la nappe jusqu'à la cote 46.35 m NGA
4	Excavation jusqu'à la cote 44.35 m NGA + rabattement de la nappe jusqu'à la cote 44.35 m NGA
5	Excavation jusqu'à la cote (FF) 42.35 m NGA + rabattement de la nappe jusqu'à la cote (FF) 42.35 m NGA
6	Construction du barrage jusqu'à la cote 44.35 m NGA
7	Construction du barrage jusqu'à la cote 46.35 m NGA
8	Construction du barrage jusqu'à la cote 48.4 m NGA
9	Construction du barrage jusqu'à la cote 49.90 m NGA
10	Construction du barrage jusqu'à la cote 51.40 m NGA
11	Construction du barrage jusqu'à la cote 54.40 m NGA
12	Construction du barrage jusqu'à la cote 56.80 m NGA
13	Construction du barrage jusqu'à la cote 59.20 m NGA
14	Construction du barrage jusqu'à la cote 61.60 m NGA
15	Construction du barrage jusqu'à la cote 64.00 m NGA
16	Construction du barrage jusqu'à la cote 66.40 m NGA
17	Construction du barrage jusqu'à la cote 68.50 m NGA
18	Fin de construction
19	Remplissage de la retenue jusqu'à la cote NNR + Réinitialisation des déplacements à zéro.
20	Remplissage de la retenue jusqu'à la cote NNR+ Activation du voile d'injection + Réinitialisation des déplacements à zéro.
21	Simulation PHE

V.13 Résultats de calcul

Les phases intermédiaires de la phase N°2 à la phase N°17 sont modélisées uniquement dans le but d'obtenir une précision maximale lors du calcul des déformations. De ce fait ces étapes ne seront pas présentées.

Les calculs ont permis la détermination :

- De l'état de contrainte initiale ;
- Des contraintes totales et effectives dans le sol et le barrage suite à l'application du chargement ;
- Du réseau d'écoulement et des sous pressions exercées sur le barrage ;

V.13.1 Etat de contraintes initiales

Avant la modélisation du barrage, il y a lieu de déterminer la répartition des contraintes totales et des contraintes effectives, ainsi que la distribution des pressions interstitielles dans le terrain en champ libre. Les figures ci-dessous représentent les résultats de calcul de la première phase de modélisation.

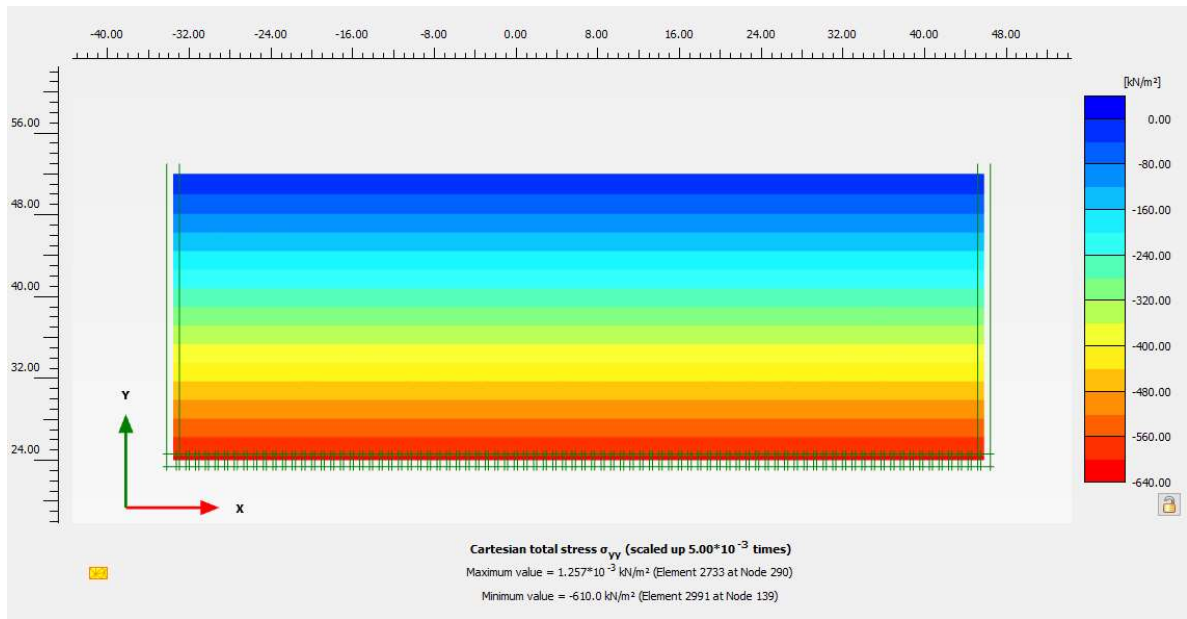


Figure V.11 : Etat initiale (Contraintes totales σ_{yy}).

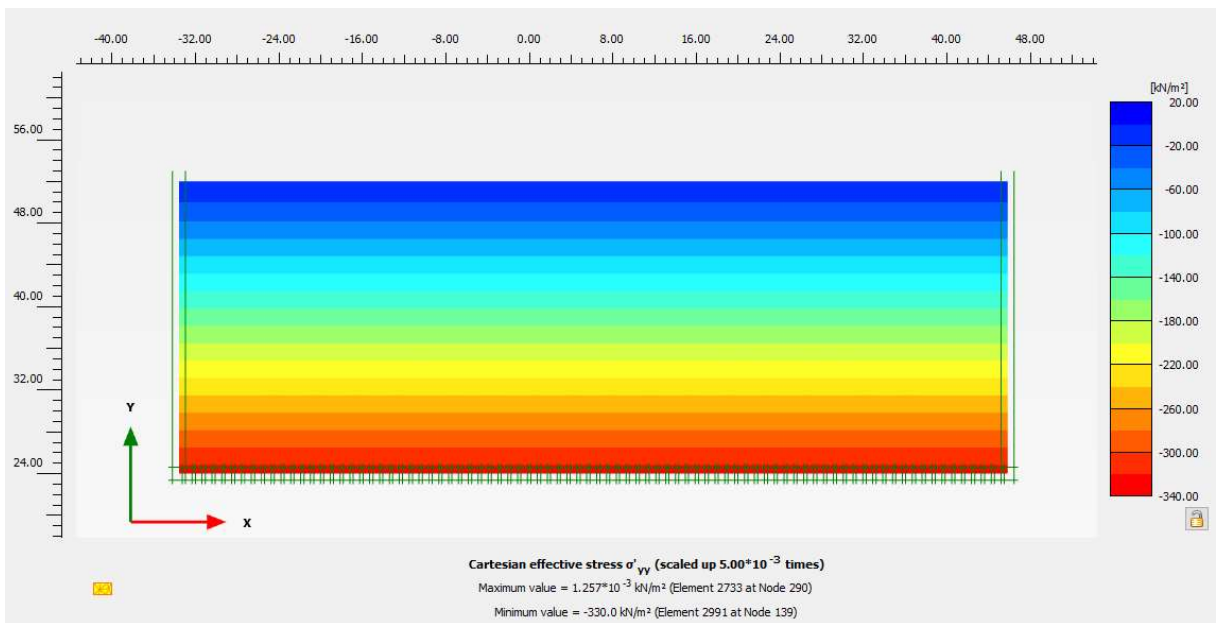


Figure V.12 : Etat initiale (Contraintes effectives σ'_{yy}).

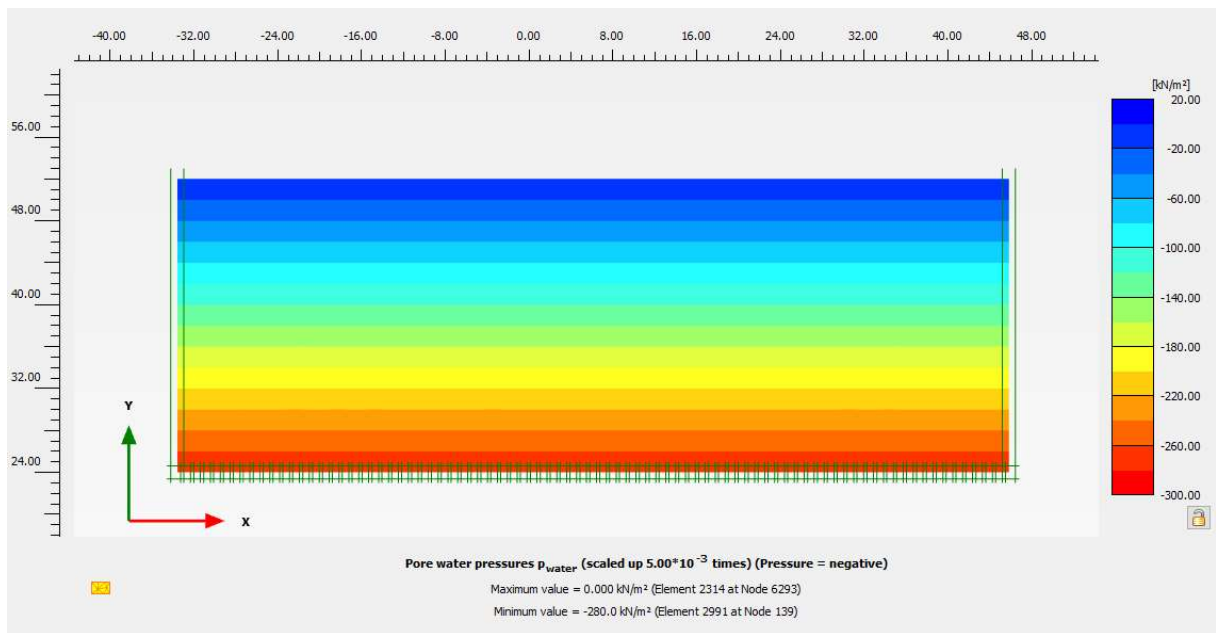


Figure V.13 : Etat initial (pression interstitielle).

V.13.2 Fin de construction

La figure ci-dessous illustre la déformation du barrage en fin de construction, on constate que les déplacements sont principalement dirigés vers le bas, ce qui correspond à un tassement de la fondation du barrage.

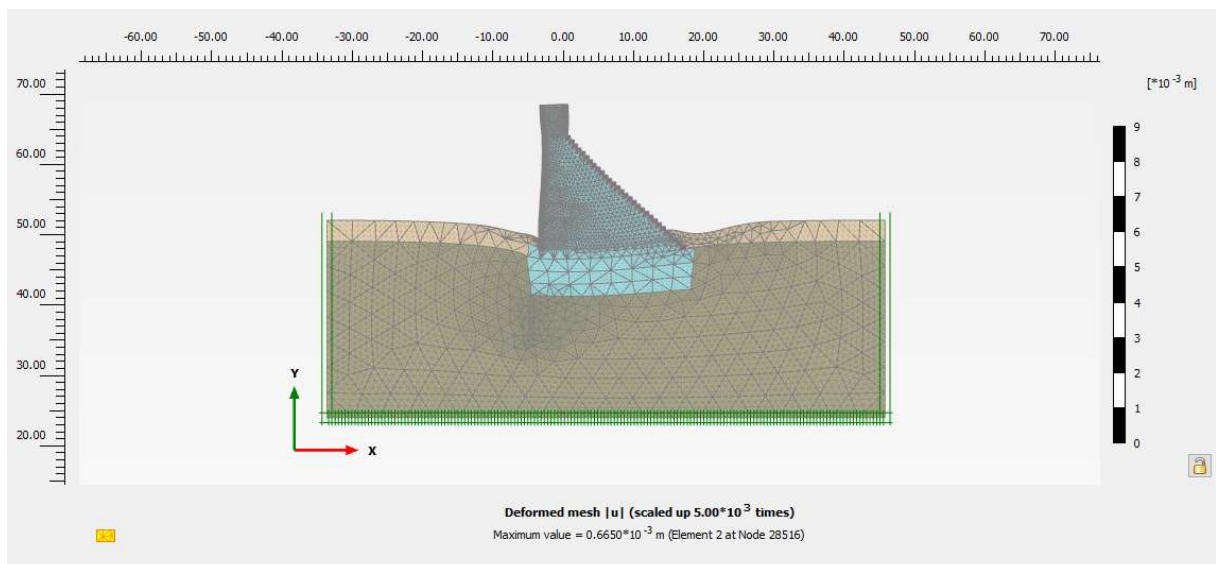


Figure V.14 : Fin de construction (déformation du maillage suivant un déplacement vertical dirigé vers le bas).

On constate également un léger basculement vers le côté amont du barrage, cela est due à l'excentricité (vers le côté amont) de la résultante du poids propre du barrage. Les résultats de cette phase de calcul coïncident parfaitement avec les calculs manuels présentés dans le

paragraphe V.6.1. La valeur du tassement mesurée au niveau de la semelle du barrage est significativement faible (0.35 mm) compte tenu de la résistance et notamment du module d'Young élevé du rocher de la fondation (voir figure ci-dessous).

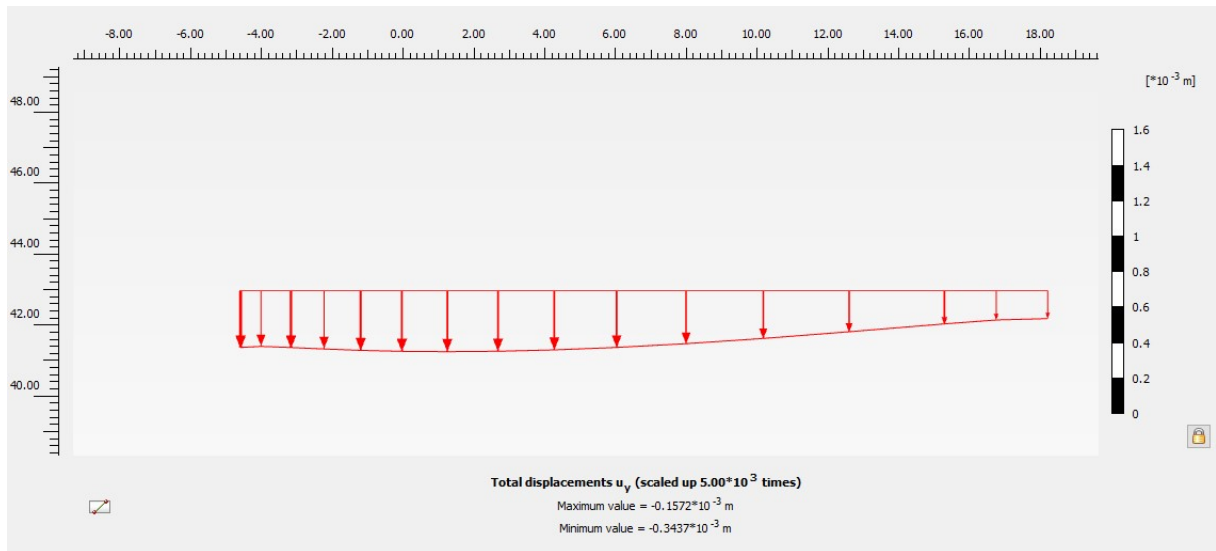


Figure V.15 : Fin de construction (Tassement de la semelle du barrage).

V.13.3 Calcul d'écoulement en régime permanent NNR

Dans ce paragraphe nous avons comparé les résultats de calcul d'écoulement entre deux cas :

- Cas N°1 : NNR sans voile d'injection ;
- Cas N°2 : NNR avec voile d'injection.

La pression interstitielle est déterminée par le logiciel PLAXIS 2D, et ce en utilisant l'option "Stady state groundwater flow", il s'agit de déterminer le réseau à l'aide de la méthode des éléments finis, et ce sur la base du niveau phréatique, des conditions aux limites ainsi que les paramètres de perméabilité, des matériaux constituant le modèle. Les deux figures ci-dessous illustrent la charge hydraulique respectivement pour le Cas N°1 et le Cas N°2.

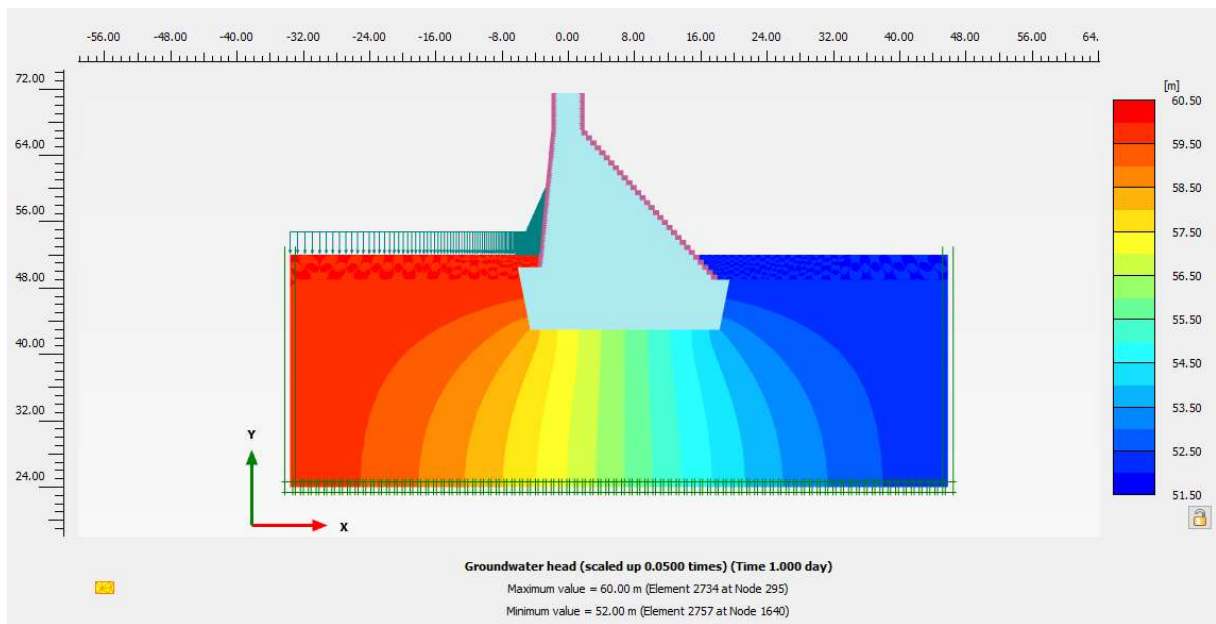


Figure V.16 : Charge hydraulique (Cas N°1).

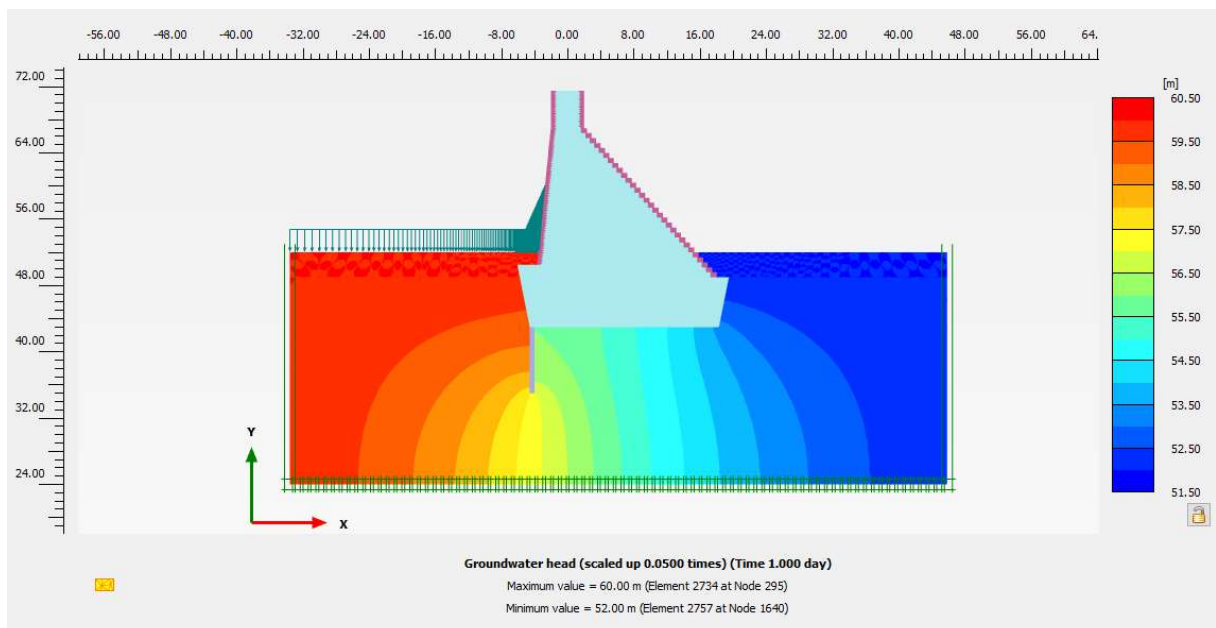


Figure V.17 : Charge hydraulique (Cas N°2).

On constate une légère distorsion des isolignes, au niveau du voile d'injection. Cela s'explique par l'imperméabilité faible de ce dernier. De plus, les flèches d'écoulement présentés sur les figures suivantes, indiquent l'effet favorable du voile d'injection sur la vitesse d'écoulement au-dessous de la fondation du barrage. La vitesse d'écoulement calculée pour le Cas N°1 est de 0.67×10^{-6} m/jour, alors que pour le Cas N°2 est égale à 0.63×10^{-9} m/jour.

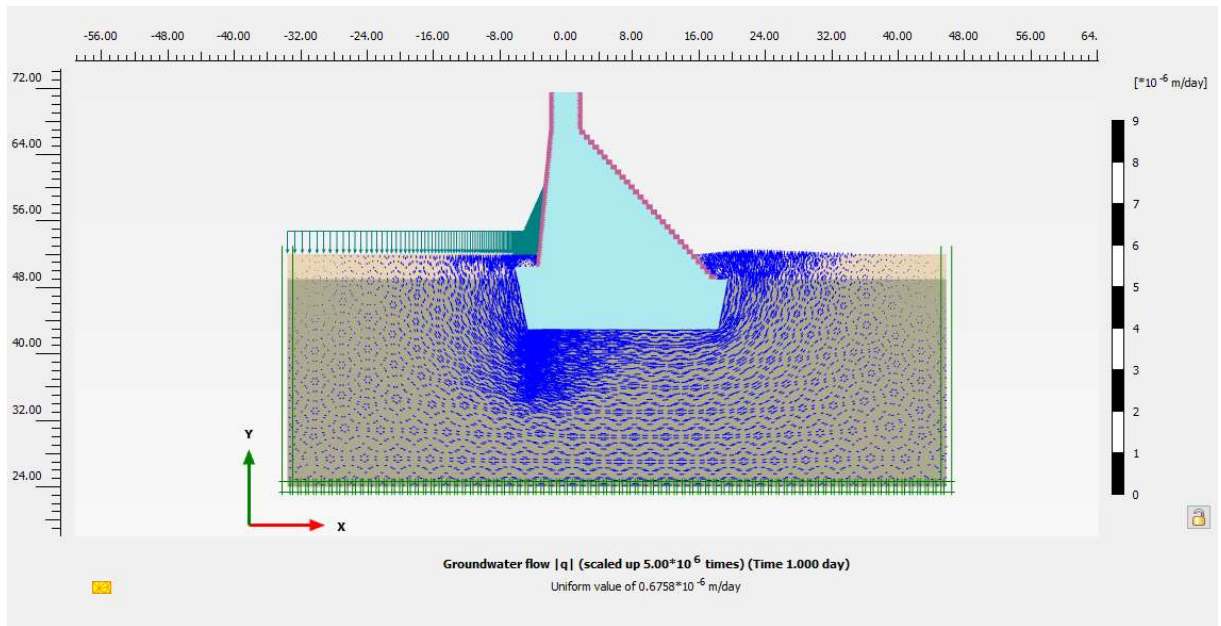


Figure V.18 : Réseau d'écoulement (Cas N°1 avec une vitesse d'écoulement de 0.67×10^{-6} m/j).

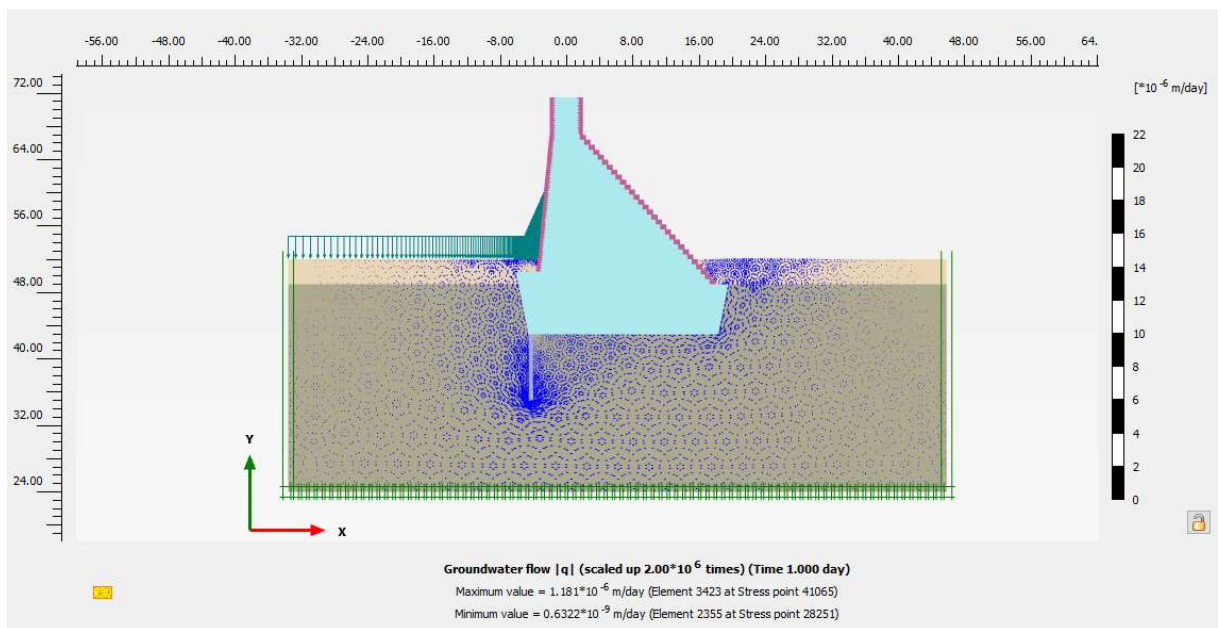


Figure V.19 : Réseau d'écoulement (Cas N°2 avec une vitesse d'écoulement de 0.63×10^{-9} m/j).

Cependant, la valeur maximale du gradient hydraulique est plus élevée dans le Cas N°2 par rapport au Cas N°1. Mais ça reste toujours au-dessous du seuil admissible. Les figures suivantes présentent la répartition du champ des gradient hydraulique

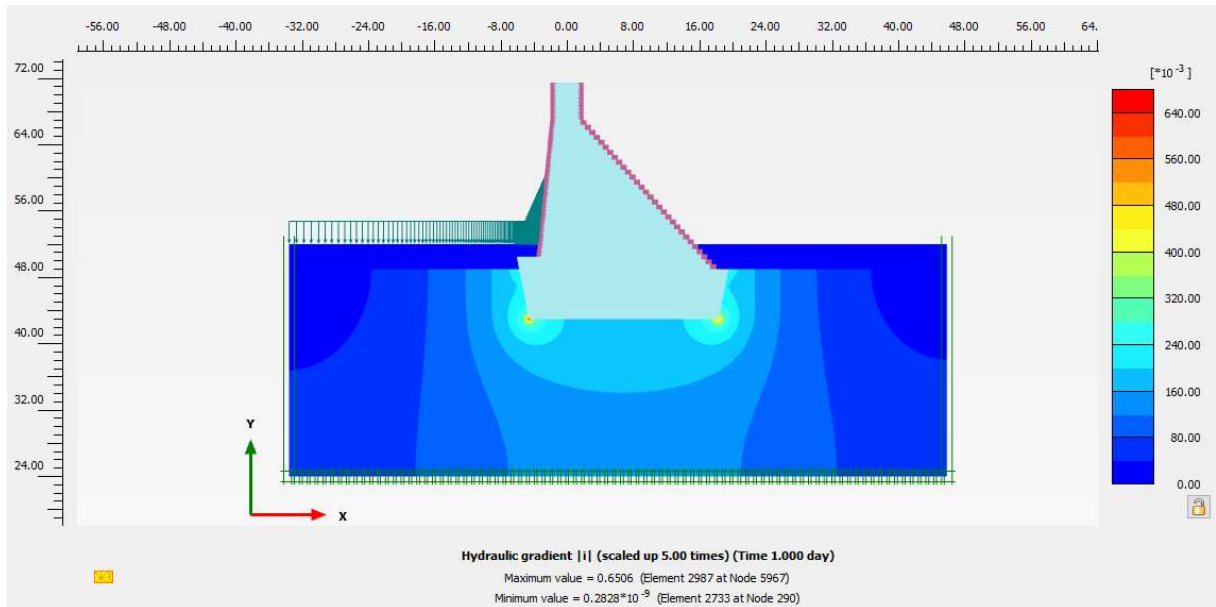


Figure V.20 : Champ des gradient hydraulique (Cas N°1 avec un gradient hydraulique de 0.6506).

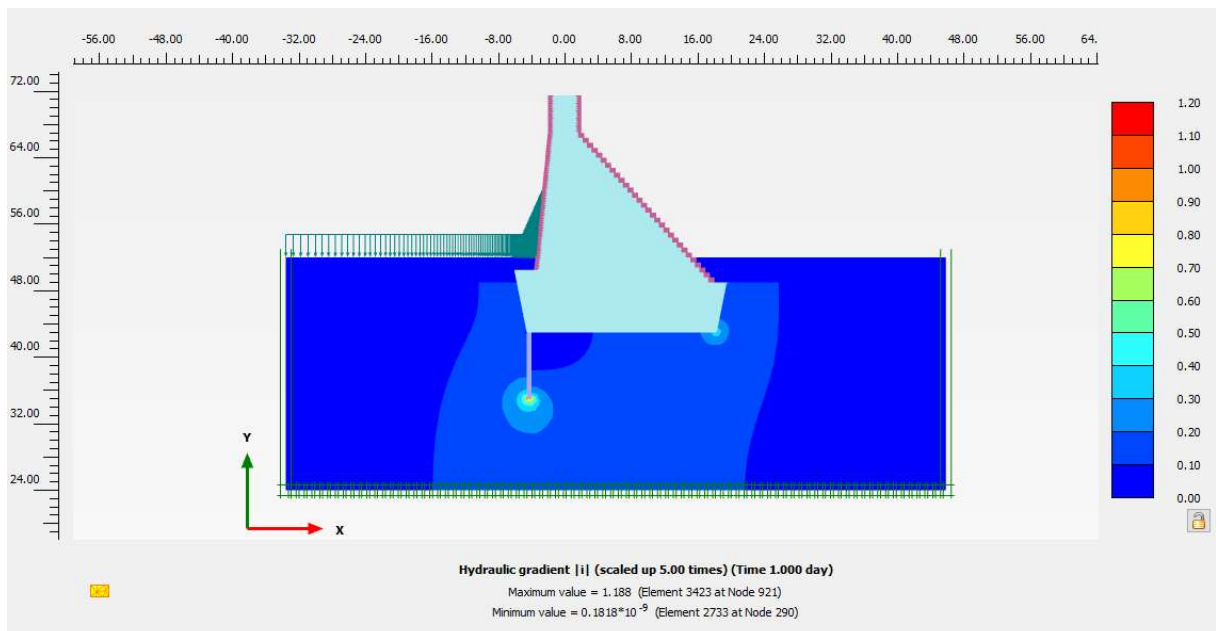


Figure V.21 : Champ des gradient hydraulique (Cas N°2 avec un gradient hydraulique de 1.188).

Quant aux digrammes de sous-pressions, on remarque que l'effet du voile d'injection a fait chuter la force équivalente de la pression hydrostatique d'environ 320 kN, la résultante des sous-pressions pour le Cas N°1 est de l'ordre de 2989 kN, contre 2699 kN.

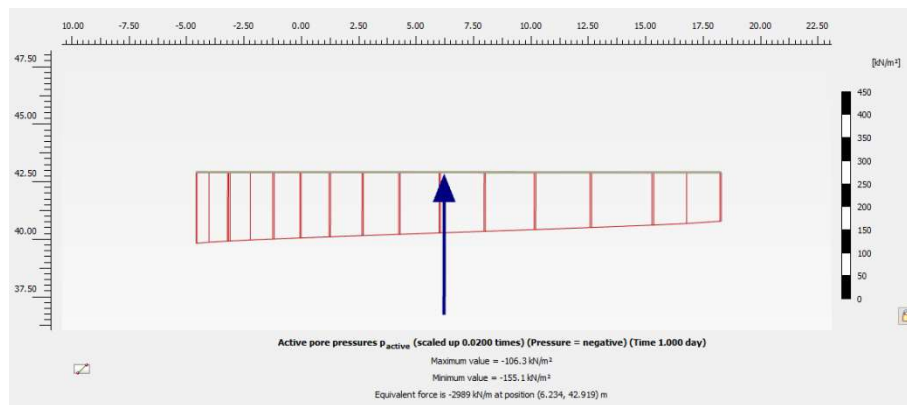


Figure V.22 : Diagramme de sous-pressions (Cas N°1, résultante des sous-pressions $F=2989\text{kN}$).

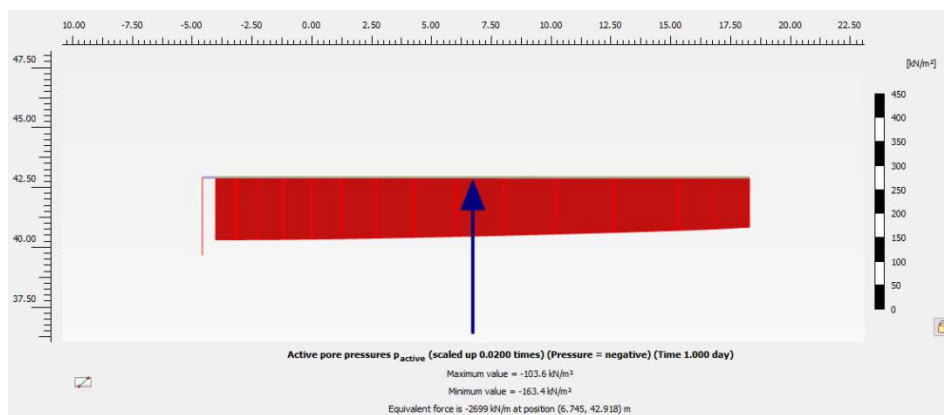


Figure V.23 : Diagramme de sous-pressions (Cas N°2, $F=2969\text{kN}$).

V.13.4 Modélisation du barrage sous chargement (NNR)

A partir des résultats de calcul d'écoulement, le logiciel PLAXIS 2D calcule la répartition des contraintes ainsi que les déplacements manifestés lors de l'application de la charge hydrostatique NNR. Les deux cas mentionnés précédemment seront analysés dans ce paragraphe.

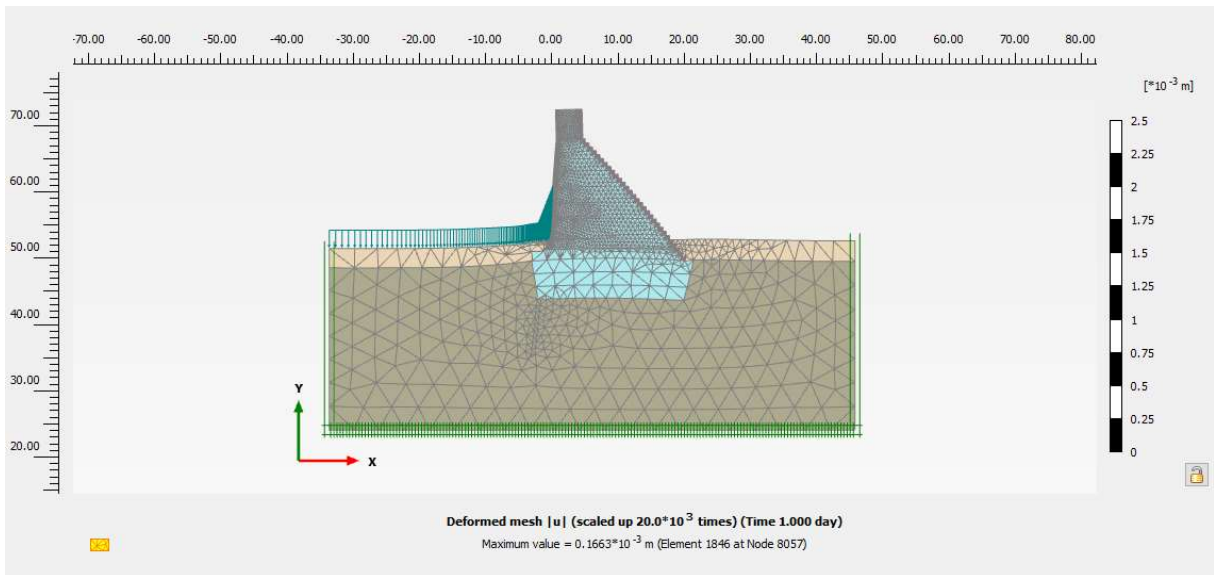


Figure V.24 : Déformation du maillage (Cas N°1, déplacement largement faible vers le coté aval de 0.162mm).

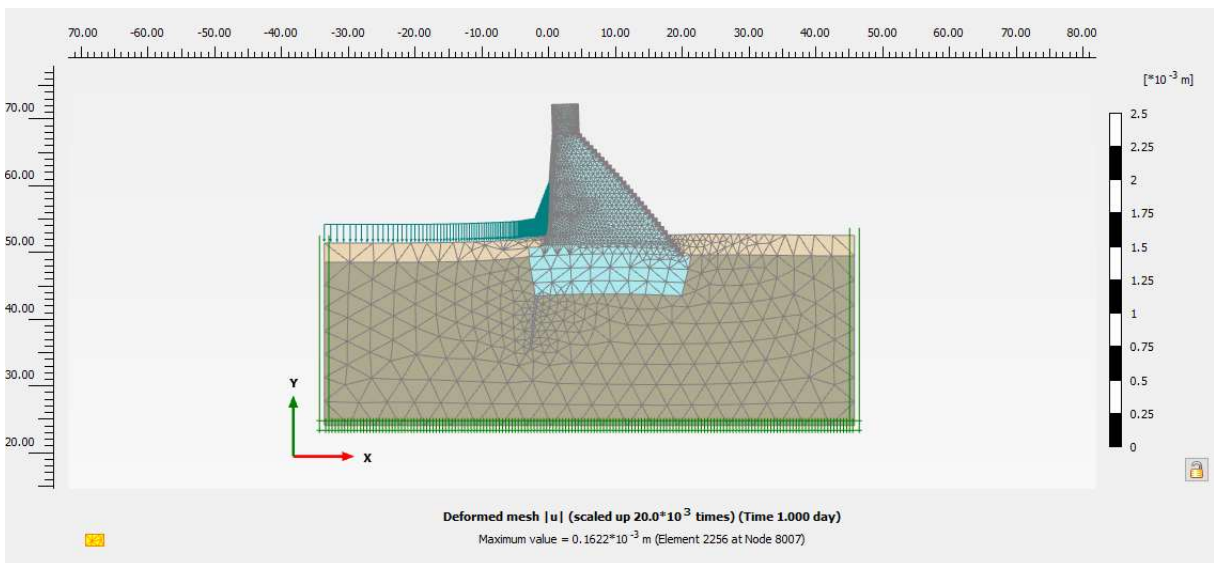


Figure V.25 : Déformation du maillage (Cas N°2, barrage légèrement basculé vers le coté aval avec un déplacement de 0.162mm).

Selon la déformation obtenue, on déduit que le barrage a légèrement basculer ver le coté aval, ce qui est cohérent avec le type de chargement appliqué. Toutefois, une légère différence dans les résultats des déplacements est obtenue, à savoir un déplacement de 0.166 mm et 0.162mm respectivement pour le Cas N°1 et le Cas N°2. Les déplacements sont largement faibles, et donc le risque d'apparition de fissure sous un chargement (NNR) est vraiment faible. Cependant, il est important de noter que la variation des déplacements calculés entre les deux cas est négligeable.

V.13.5 Modélisation du barrage sous chargement (PHE)

Ceci représente la situation la plus défavorable que nous ayons examinée au cours de cette étude. Dans cette section nous n'avons examiné que le modèle avec un voile d'injection. La répartition des charges hydrauliques ainsi que la répartition des pressions interstitielles sont présentés sur les figures suivantes.

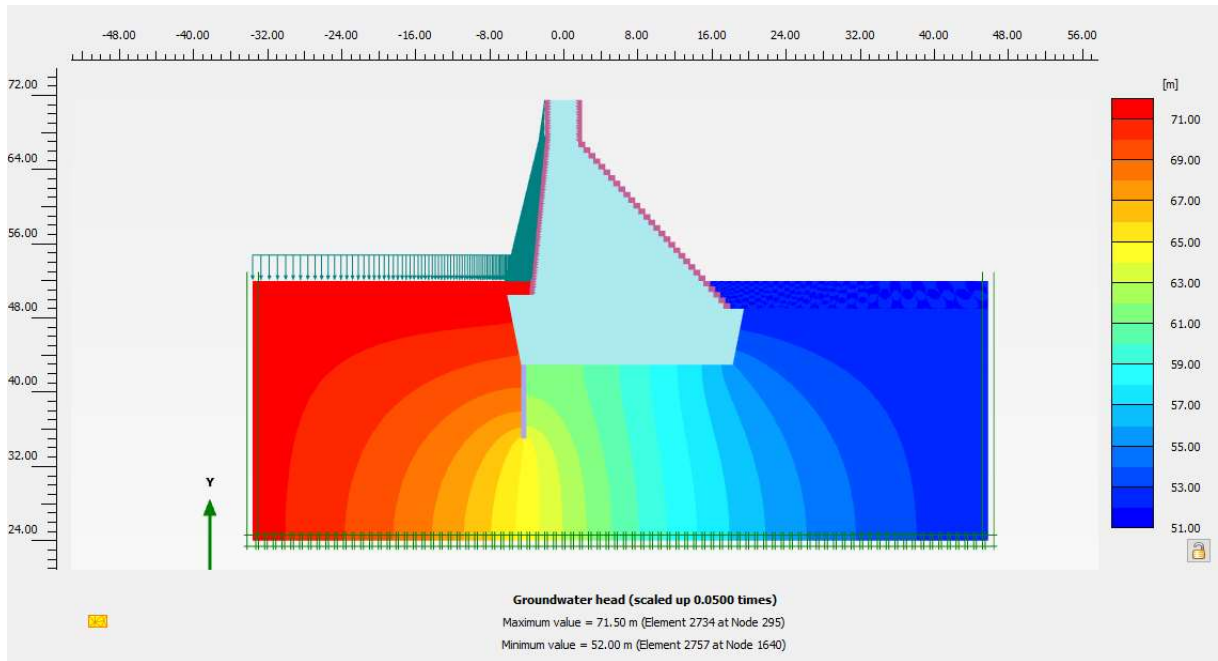


Figure V.26 : Charges hydrauliques (PHE).

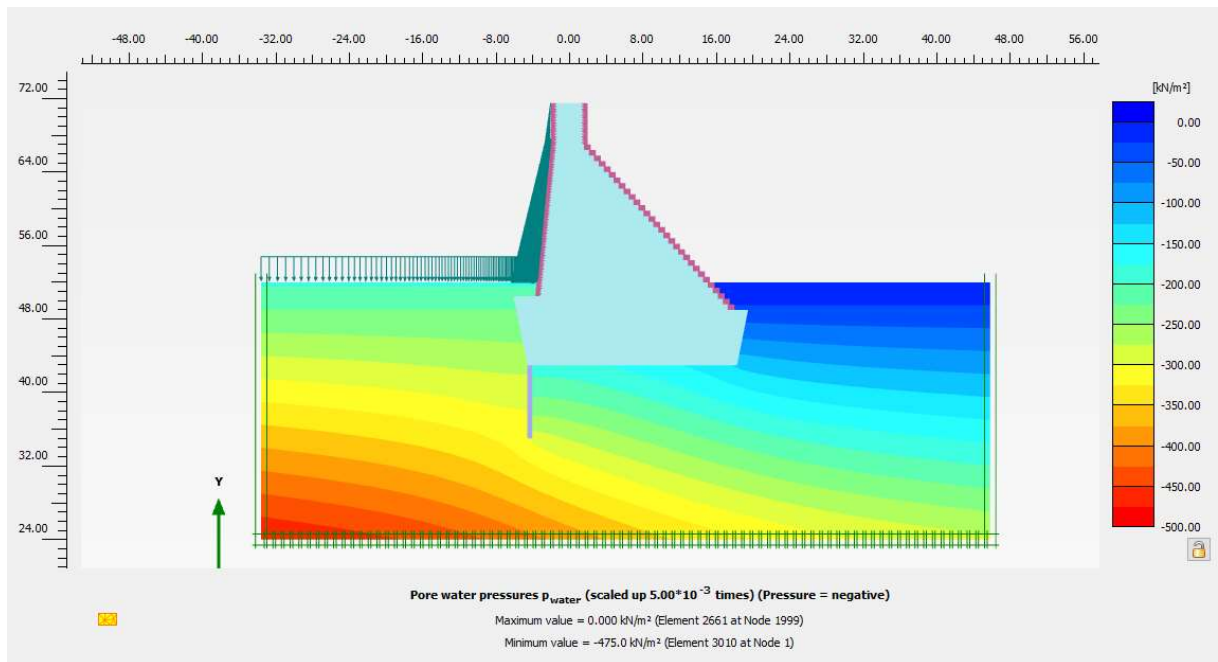


Figure V.27 : Pressions interstitielles (PHE).

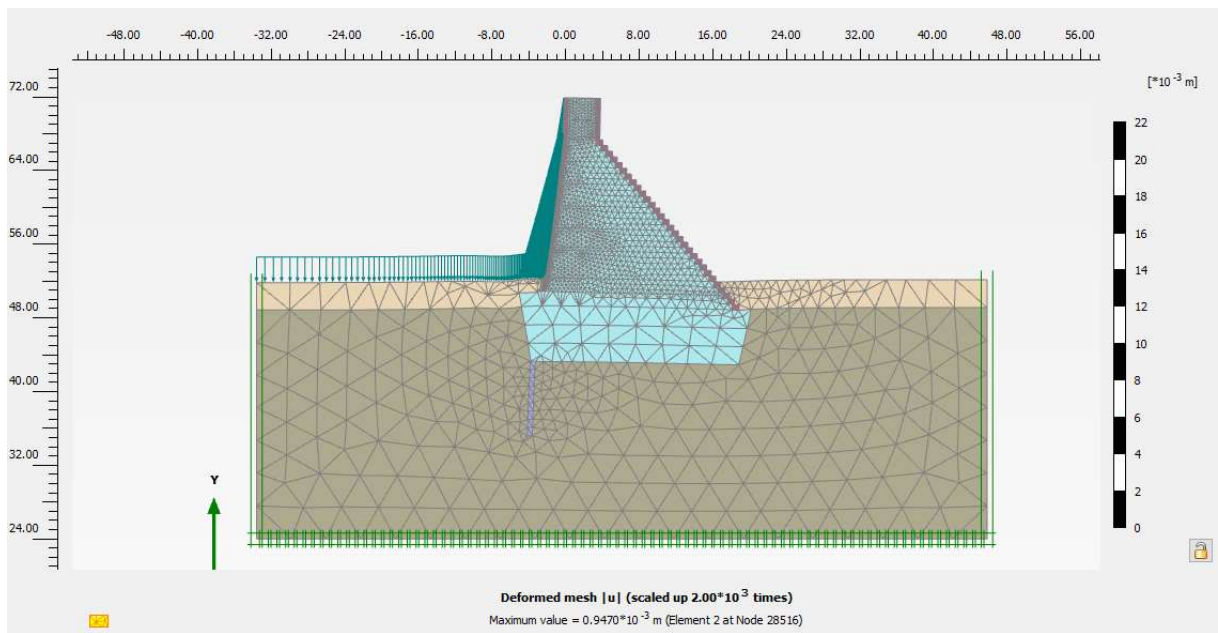


Figure V.28 : Déformation du maillage (PHE, basculement du barrage vers le côté aval).

Sur la figure ci-dessus, on remarque que le barrage a subi un basculement vers le côté aval (soulèvement du pied amont et poinçonnement du pied aval). Cette déformation, est bien évidemment logique par rapport au type de chargement appliqué. Les déplacements maximaux enregistrés sont localisés au niveau de la crête du barrage (voir figure ci-dessous).

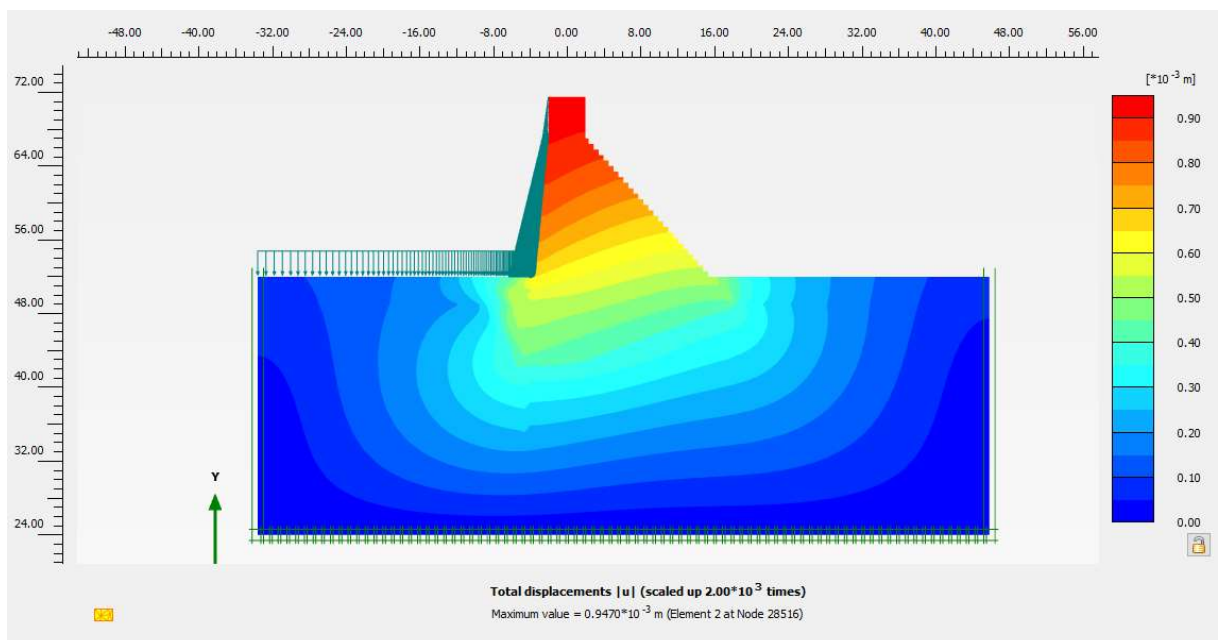


Figure V.29 : Déplacement total (PHE, de 0.947mm).

La valeur max du déplacement est d'environ 1cm (voir courbe de la figure ci-dessous).

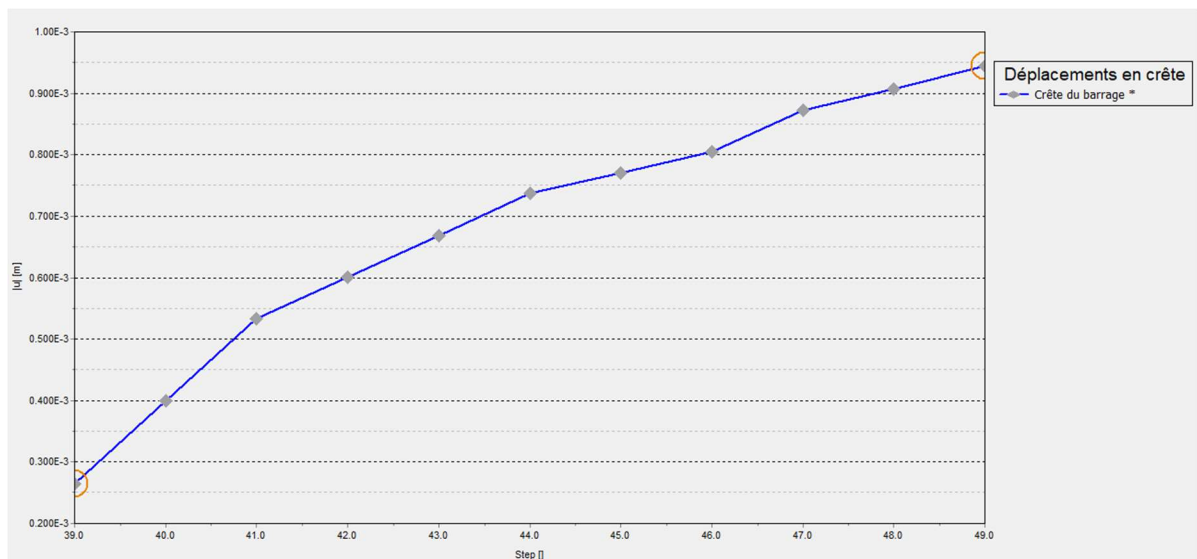


Figure V.30 : Courbe de déplacement calculés au niveau de la crête du barrage (PHE).

Le digramme des sous-pression appliquées sur la base de la semelle est de forme trapézoïdale, la force équivalente est de l'ordre de 3665 kN soit une augmentation de 966 kN par rapport aux sous-pressions calculés pour le cas NNR.

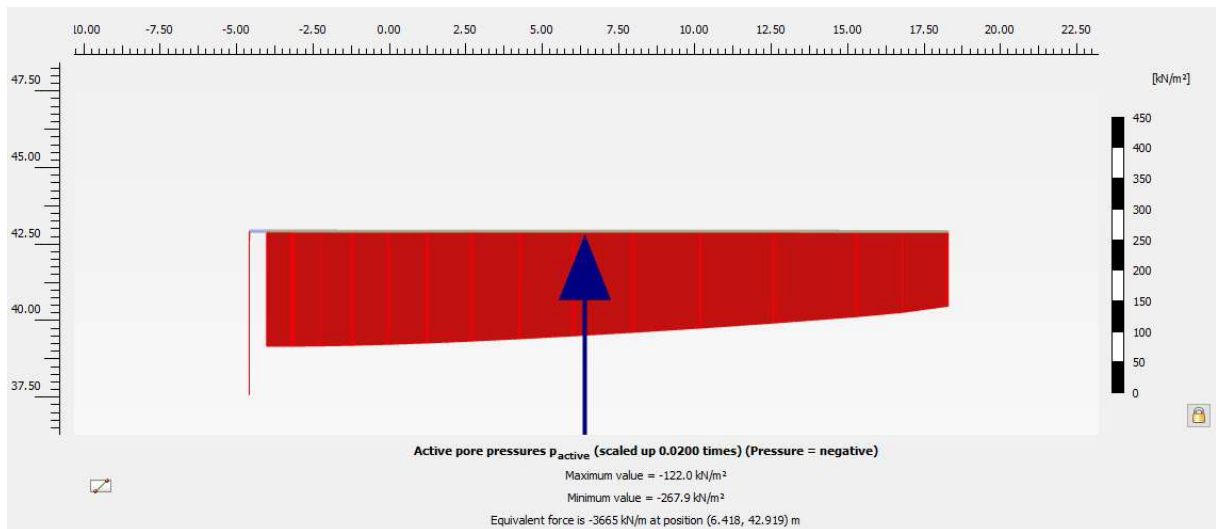


Figure V.31 : Diagramme des sous-pression (PHE, force équivalente de 3665kN).

V.14 Synthèse

Dans ce chapitre, nous avons analysé la stabilité du barrage BOUHDID dans les conditions statiques, suivant deux approches :

- Calcul manuel (équilibre statique) ;
- Calcul numérique (modélisation par éléments finis) ;

Les principales conclusions sont les suivantes :

- La stabilité du barrage au renversement a été calculée pour les deux cas de charge NNR et PHE, où dans les deux cas la condition suffisante (règle du tiers central $e \leq \frac{B}{6}$) est assurée. Ainsi, on peut dire que la stabilité du barrage au renversement est justifiée ; La règle du tiers central, nous a également permis de vérifier que le diagramme de contraintes à la base de la fondation reste dans le domaine admissible tant en traction en pied amont qu'en compression en pied aval ;
- La vérification de la stabilité du barrage au glissement est assurée pour les deux cas de charges (NNR & PHE), les coefficients de sécurité obtenus sont respectivement 4.20 et 1.66 ;
- En utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser le barrage, nous avons pu déterminer la répartition des contraintes totales et effectives, le champ des pressions inertielles, le régime d'écoulement et le champ des gradients hydraulique, mais surtout d'étudier l'effet du voile d'injection sur le comportement du barrage.
- L'analyse des déformations à la fin de la construction a révélé que la forme géométrique du barrage est favorable à sa stabilité contre le renversement ;
- D'après les résultats des calculs d'écoulements (présentés dans le paragraphe V.13.3), le voile d'injection a un rôle favorable sur la stabilité du barrage vis-à-vis des gradients hydrauliques, ainsi que sur les sous pressions exercées sur le barrage ;
- L'examen des déplacements dans les cas de charges NNR et PHE a démontré que les déformations sont considérablement limitées et bien en dessous du seuil admissible. Par conséquent, il est raisonnable de conclure que le risque d'apparition de fissures est relativement faible.

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre étude se concentre sur l'une des zones les plus confrontées à des risques hydrométéorologiques, à savoir les crues et les inondations qui en résultent, déclenchées par des événements orageux de forte intensité. La gestion des crues est un domaine d'intérêt actuel qui suscite différentes approches. Cependant, en raison du caractère aléatoire et imprévisible des phénomènes météorologiques, cela peut souvent être une tâche difficile et laborieuse. Pour surmonter cette difficulté, la simulation numérique est devenue une nécessité primordiale. Elle offre une meilleure compréhension du phénomène des crues, dans le but de contribuer à la gestion des risques d'inondations en développant une approche plus rationnelle. Cette approche vise également à mettre en place des systèmes d'alerte appropriés ainsi que des plans de protection et d'intervention en cas de ce type de catastrophe.

L'objectif de ce travail était de concevoir l'étude hydrologique et de stabilité du barrage Bouhdid situé dans l'Oued Bouhdid qui est conçu dans le but de protéger la ville de Annaba contre les inondations d'Oued Bouhdid.

L'étude que nous avons menée est scindée essentiellement en trois parties. Dans la première partie, nous nous sommes intéressés à décrire l'aspect géographique, géologique, hydrologique, météorologique, de la zone d'étude ainsi que la présentation du projet. Par ailleurs, nous avons évoqué un historique des inondations qui ont frappé l'Algérie, notamment la ville de Annaba. L'étude hydrologique a consisté en la détermination des paramètres morphologiques du bassin versant alimentant l'Oued Bouhdid, ensuite, un traitement statistique des données hydrologiques effectué à l'aide du logiciel HYFRAN qui comporte des fonctionnalités offrant une large gamme de lois d'ajustement. Il est noté que la loi Log Normal est la seule loi qui s'adapte mieux au type de la série de débits utilisés. L'étude hydrologique a permis d'obtenir un débit de pointe de l'ordre de $67 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondant à une période de retour de 100 ans.

Une fois l'hydrogramme de crue entrant a été tracé avec un débit centennal entrant de $67 \text{ m}^3/\text{s}$, la deuxième partie a été conçu pour la régularisation du débit dont le volume utile a été déterminé ainsi que les courbes capacité-surface-hauteur qui ont mené à bien l'extraction des côtes caractéristiques du barrage. Dans un second temps nous avons établi l'étude de laminage de crue où on a déterminé les caractéristiques principales du barrage à savoir l'hydrogramme de sortie avec un débit de $15.4 \text{ m}^3/\text{s}$, la côte des plus hautes de haut et enfin la hauteur du barrage qui est de 29.6m.

Après avoir déterminé les caractéristiques du barrage, la troisième section de l'étude s'est penchée sur l'analyse de la stabilité du barrage en suivant un processus de calcul en deux étapes, dans un premier temps on a effectué un calcul manuel basé sur l'équilibre statique où la stabilité au glissement et au renversement du barrage poids en béton compacté au rouleau a été vérifié et justifiée dans les deux cas de charge NNR et PHE avec des coefficients de sécurité de 4.20 et 1.66. En outre En utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser le barrage, nous avons pu déterminer la répartition des contraintes totales et effectives, le champ des pression inertielles, le régime d'écoulement et le champ des gradients hydraulique, mais surtout d'étudier l'effet du voile d'injection sur le comportement du barrage. De plus, l'examen des déformations à la fin de la construction a démontré que la configuration géométrique du barrage favorise sa stabilité en empêchant son renversement et l'analyse des mouvements sous les charges NNR et PHE a montré que les déformations sont nettement restreintes et restent largement en dessous

des limites acceptables. Par conséquent nous avons abouti à la conclusion que l'injection du béton dans la structure du barrage joue un rôle positif en ce qui concerne la stabilité du barrage par rapport aux gradients hydrauliques, ainsi qu'en ce qui concerne les pressions exercées sur le barrage. En outre, la probabilité de formation de fissures est assez réduite, ce qui confirme la stabilité du barrage.

Nous estimons avoir entrepris et suivi d'une manière séquentielle toutes les démarches nécessaires pour mener à bien une étude globale détaillée sur le plan hydrologique et de stabilité du barrage écrêteur Bouhdid conçu dans le cadre de lutte contre les inondations de l'Oued Bouhdid afin de protéger la ville de Annaba.

Références bibliographiques

Références Bibliographiques

AMMARI, Abdelhadi, 2012. Vulnérabilité à l'envasement des Barrages (cas du bassin Hydrographique des Côtiers Algérois). Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider – Biskra 195p [Consulté le 21 avril 2020].

Disponible à l'adresse : <http://thesis.univ-biskra.dz/id/eprint/68>

ANTON J. SCHLEISS et HENRI POUGATSCH, Les Barrages, Du projet à la mise en service (Edition PAGES BLEUES 2016).

Disponible à : la bibliothèque de l'ENSH

ANTON J. SCHLEISS et HENRI POUGATSCH, Constructions hydrauliques.

Disponible à : la bibliothèque de l'ENSH

Chollet, JP et Cunge, JA (1980). Simulation d'écoulements instationnaires dans des cours d'eau alluviaux. Modélisation mathématique appliquée, 4 (4), 234-244.

COMITE FRANÇAIS DES BARRAGES CFBR

Disponible à l'adresse : <http://www.barrages-cfbr.en/barrages-amasque.html>.

COMITE FRANÇAIS DES BARRAGES CFBR, Petits Barrages : Recommandations Pour La Conception La Réalisation et Le Suivi. (Edition CEMAGREF 2002).

COMITE FRANÇAIS DES BARRAGES CFBR recommandation pour la justification de la stabilité des barrages poids.

Disponible à l'adresse : <https://www.barrages-cfbr.eu/>

Cours de A.Zeroual, ENSH.

Cunge, JA, Holly, FM et Verwey, A. (1980). Aspects pratiques de l'hydraulique informatique des rivières.

Disponible aux adresses : <https://cir.nii.ac.jp/crid/>

<https://www.sciencedirect.com/science/>

Description complète du logiciel **RocLab** se basant sur le critère de **Hoek-Brown**.

Disponible à l'adresse : <https://fr.scribd.com/> :

Guillot, P. et Duband, D. (1980). Fonction de transfert pluie-débit sur les bassins versants. La houille blanche , (4-5), 279-290.

Disponible à l'adresse : <https://www.shf-lhb.org/>

HAMMOUM, S. (2017)., Modélisation numérique du comportement mécanique d'une excavation à grande profondeur à l'aide d'une loi d'écroutissement tenant compte des effets du temps-application à la mine Westwood. Ecole Polytechnique, Montreal (Canada).

Disponible à l'adresse : <https://www.proquest.com/>

HINGRAY, B., PICOUET, C., & MUSY, A. (2009). Hydrologie : Une science pour l'ingénieur (Vol. 21). PPUR presses polytechniques.

Disponibles aux adresses : <https://books.google.dz/>

<https://cir.nii.ac.jp/>

LEDOUX, Bruno, 2006. La gestion du risque inondation, 770 pages, Edition TEC et DOC, 2006. [Consulté le 10 mars 2020]. ISBN 274-3-00829-6, 978-2-743-00829-1.

MASSON Marcel, GARRY Gérald et BALLAIS Jean-Louis, 1996. Cartographie des zones inondables. Approche hydro géomorphologique. Editions Villes et Territoires, Paris La Défense, 100 p.

Disponible à l'adresse : <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01565209/>

ROBERT B. JANSEN Advanced Dam Engineering For Design, Construction, And Reahnilitation (VAN NOSTRAND REINHOLD 1988).

Roche, M. (1963). Hydrologie de surface.

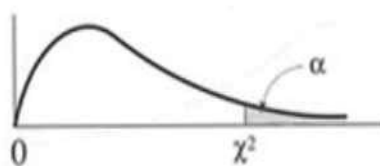
Touaibia Bénina, 2004. Manuel Pratique d'Hydrologie. Presse Madani frères, Blida, Algérie. 166p.

Disponible à : la bibliothèque de l'ENSH.

Annexes

Annexe A : Table de χ^2 .

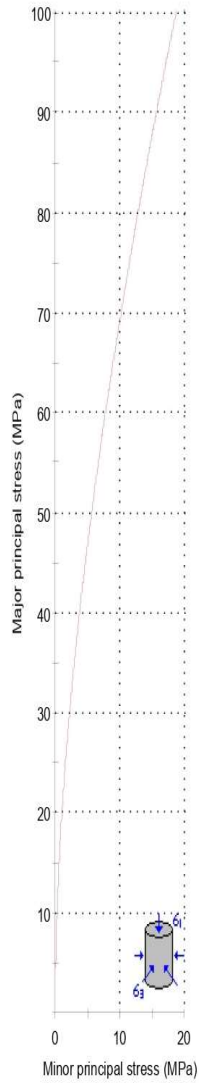
Table χ^2 : points de pourcentage supérieurs de la distribution χ^2



<i>dl</i>	.995	.990	.975	.950	.900	.750	.500	.250	.100	.050	.025	.010	.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.10	0.45	1.32	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	0.58	1.39	2.77	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	1.21	2.37	4.11	6.25	7.82	9.35	11.35	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	1.92	3.36	5.39	7.78	9.49	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	2.67	4.35	6.63	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	3.45	5.35	7.84	10.64	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	4.25	6.35	9.04	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	5.07	7.34	10.22	13.36	15.51	17.54	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	5.90	8.34	11.39	14.68	16.92	19.02	21.66	23.59
10	2.15	2.56	3.25	3.94	4.87	6.74	9.34	12.55	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	7.58	10.34	13.70	17.28	19.68	21.92	24.72	26.75
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	8.44	11.34	14.85	18.55	21.03	23.34	26.21	28.30
13	3.56	4.11	5.01	5.89	7.04	9.30	12.34	15.98	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	10.17	13.34	17.12	21.06	23.69	26.12	29.14	31.31
15	4.60	5.23	6.26	7.26	8.55	11.04	14.34	18.25	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	11.91	15.34	19.37	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	12.79	16.34	20.49	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.86	13.68	17.34	21.60	25.99	28.87	31.53	34.81	37.15
19	6.84	7.63	8.91	10.12	11.65	14.56	18.34	22.72	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	15.45	19.34	23.83	28.41	31.41	34.17	37.56	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	16.34	20.34	24.93	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	17.24	21.34	26.04	30.81	33.93	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.19	11.69	13.09	14.85	18.14	22.34	27.14	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.88	10.86	12.40	13.85	15.66	19.04	23.34	28.24	33.20	36.42	39.37	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	19.94	24.34	29.34	34.38	37.65	40.65	44.32	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	20.84	25.34	30.43	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.80	12.88	14.57	16.15	18.11	21.75	26.34	31.53	36.74	40.11	43.20	46.96	49.64
28	12.46	13.56	15.31	16.93	18.94	22.66	27.34	32.62	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	23.57	28.34	33.71	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.78	14.95	16.79	18.49	20.60	24.48	29.34	34.80	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.67	22.14	24.42	26.51	29.06	33.67	39.34	45.61	51.80	55.75	59.34	63.71	66.80
50	27.96	29.68	32.35	34.76	37.69	42.95	49.34	56.33	63.16	67.50	71.42	76.17	79.52
60	35.50	37.46	40.47	43.19	46.46	52.30	59.34	66.98	74.39	79.08	83.30	88.40	91.98
70	43.25	45.42	48.75	51.74	55.33	61.70	69.34	77.57	85.52	90.53	95.03	100.44	104.24
80	51.14	53.52	57.15	60.39	64.28	71.15	79.34	88.13	96.57	101.88	106.63	112.34	116.35
90	59.17	61.74	65.64	69.13	73.29	80.63	89.33	98.65	107.56	113.14	118.14	124.13	128.32
100	67.30	70.05	74.22	77.93	82.36	90.14	99.33	109.14	118.49	124.34	129.56	135.82	140.19

Annexe B : Classification de Hoek-Brown à l'aide du logiciel RocLab

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 75 MPa
 GSI = 50 $m_i = 28$ Disturbance factor = 0

Hoek-Brown Criterion

$m_b = 4.695$ $s = 0.0039$ $a = 0.506$

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 5.091 MPa friction angle = 39.44 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.062 MPa
 uniaxial compressive strength = 4.517 MPa
 global strength = 21.559 MPa
 modulus of deformation = 8660.25 MPa

